جامعة تونس المنار

UNIVERSITE TUNIS EL MANAR

المدرسة الوطنية للمهندسين بتونس

École Nationale d'Ingénieurs de Tunis

Département de Génie Civil

COURS D'OUVRAGES D'ART

Tome 1 : Conception

par

Mongi BEN OUÉZDOU

Mise à jour : Mai 2025

ENIT, BP 3, Belvédère, 1002 Tunis, Tunisie ☎*(+216) 71-874-700, Fax(+216) 71-872-729*

E-mail : mongi.benouezdou@enit.utm.tn

PREFACE

Ce document présente la conception des ouvrages d'art et notamment celle des ponts. Le point a été fait sur la réalité tunisienne avec les données technico-économique correspondantes. C'est pourquoi, nous avons présenté surtout les ouvrages couramment employés. Ce document a été consolidé par des illustrations multiples d'ouvrages en Tunisie.

Le premier chapitre expose les ouvrages d'art en général. Ensuite, et pour le reste du document, nous n'avons traité que les ponts, qui sont les ouvrages les plus employés en Tunisie. C'est ainsi que le deuxième chapitre présente les classifications des ponts selon plusieurs critères. L'étudiant peut ainsi différentier les différents types et leur utilité. Ensuite, et avant de choisir un type de pont, il est nécessaire de connaître les différentes données naturelles et fonctionnelles nécessaires pour un projet d'un pont. Ce sujet est exposé dans le chapitre 3.

Le chapitre 4 présente les critères de choix d'un pont et ensuite les prédimensionnements des ponts courants en béton armé et en béton précontraint. Des mise à jour ont été ajoutées pour les ponts à poutres et pour les ponts dalles. Nous exposons aussi, dans le chapitre 5, la conception des équipements des ponts. J'ai ajouté dans cette version un chapitre 6 relatant de la conception des appuis (encore dans sa version provisoire). Il est à noter que ce document nécessite un complément de mise à jour sur les appuis et sur les fondations.

Ce document est utile pour les élèves ingénieurs en génie civil des écoles d'ingénieurs ainsi que les ingénieurs débutants dans le domaine. Certes les ingénieurs d'aujourd'hui sont plus appelés à concevoir qu'à calculer les ouvrages. J'espère aussi que ce document sera d'aide pour les concepteurs de ponts en Tunisie.

Mongi Ben Ouézdou

Professeur Universitaire à l'ENIT

Tunis, le 17 Mai 2025

SOMMAIRE

Chap 1: Généralités sur les ouvrages d'art **1**

Chap 2 : Classification des ponts. **17**

Chap 3 : Données nécessaires pour un projet d'un pont **60**

Chap 4 : La conception des ouvrages en Béton Armé et en Béton Précontraint **74**

Chap 5 : Les équipements des ponts **116**

Chap 6 : Les appuis **139**

GÉNÉRALITÉS SUR LES OUVRAGES D'ART

1-1	Introduction ……..	p. 1
1-2	Buses et Dalots ….	p. 1
1-3	Tunnels …….	p. 6
1-4	Ponts …….	p. 10

1-1- Introduction

Définition d'un ouvrage d'art : Pour élaborer des routes, on rencontre différents obstacles tels que les oueds ou rivières, les montagnes, les chemins de fer et les autres routes. Pour les franchir, on construit des ouvrages artificiels, qui portent le nom : Ouvrages d'Art. Ce terme est composé de deux mots :

- « Ouvrages » indiquant les constructions,
- « Art » indiquant l'importance de l'aspect esthétique et architectural dans ces constructions.

Exemples : Ponts, tunnels, buses, dalots.

1-2- Buses et dalots

Ce sont des ouvrages, surtout hydrauliques et parfois routiers, en béton armé (préfabriqué ou non) ou en acier de forme cylindrique, ovale ou rectangulaire. Ces ouvrages sont en général de tubes de sections normalisés noyés dans le remblai à la surface du sol naturel. Ces ouvrages sont assez employés en zone rurale et notamment pour le franchissement des petits oueds. On y distingue trois catégories:

1- Les buses rigides, de forme circulaire (Fig.1 et Photo N°1), en béton armé préfabriqué en usine (tel que Bonna Béton à Bir M'chargua ou El Kanaouet à Enfidha). Ils sont considérés également comme des tuyaux. Ces ouvrages de plus en plus rarement employés comme franchissement d'oueds, à cause de leur petit débit.

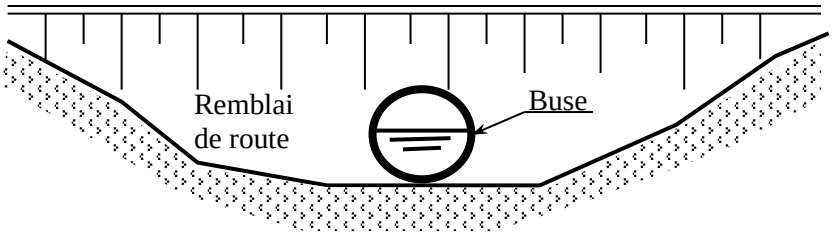


Figure N°1 : Exemple d'une buse circulaire.

Photo N°1 : Buse rigide en BA sous l'Intercommunale à Tunis.

2- Les buses souples, métalliques, circulaires ou ovoïdes, construit par assemblage de plaques ondulées [1,2], voir photo N°2. Leur souplesse leur permet d'absorber des charges assez importantes. C'est pourquoi, ils sont recommandés sous un fort remblai et deviennent nécessaire à partir d'un remblai de hauteur supérieur à 16 m. Les buses les plus connus sont les buses « Armco » [3]. Les tôles sont galvanisées. Ils sont assemblés par boulons (Fig.2 et Photo N°3).

Les diamètres les plus courants varient de 0,15 à 6,40 m et les ouvertures de 0,40 m à 8,50m (ovales).

Photo N°2 : Buse métallique sous la RN6 à Mdjez El Bab sur le lit majeur de la Medjerda.

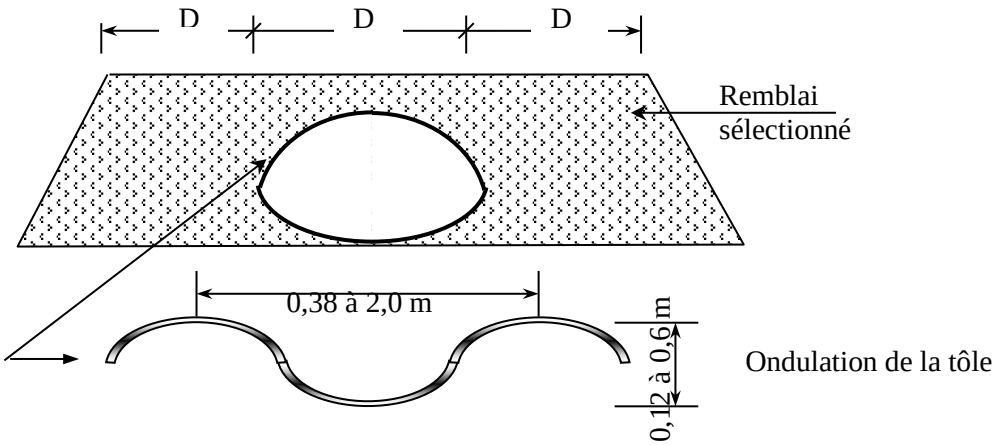


Figure N°2 : Exemple d'une buse ovoïde et forme des tôles

Photo N°3 : Tôle ondulé d'une buse souple connectée par des boulons.

3- Les dalots, cadres à section rectangulaire (ou carré), en béton armé (Fig. N°3). Ces ouvrages sont soit coulés sur place soit préfabriqués en usine (Bonna Béton par exemple).

Figure N°3 : Schéma d'un dalot

Photo N°4 : Dalots préfabriquées près pour être installés (RN3).

Dans ce dernier cas, l'ouvrage est composé par plusieurs éléments qui s'emboîtent en mâles-femelles (photo N°4).

Les buses et les dalots peuvent être simples ou multiples.

Figure N°4 : Schéma d'un dalot triple

Photo N°5 : Dalot triple préfabriquée en cours d'exécution (RN3).

Photo N°6 : Dalot triple coulés sur place, en cours d'exécution (Autoroute Hammamet - M'saken).

PhotoN°7 : Exemple de buses multiple sous la RN5 à Mdjez El Bab.

Si les dalots sont préfabriqués, lors de leur construction, ils doivent être solidarisés et liés par une dalle de jonction liant les dalots (voir Photo N°5). Sinon, il existe un risque que les dalots peuvent être emportés par les eaux, suite à un affouillement, tel que cas des dalots sur Oued Dar Ghoulia entre Ben Guerdane et Medenine (voir photo N°8).

Photo N°8 : Effondrement d'un dalot sur Oued Dar Ghoulia entre Ben Guerdane et Medenine en 2018.

Photo N°9 : Dalot triple en cours d'exécution sous l'autoroute A3 Tunis-Mdjez El Bab.

Pour les dalots coulés sur place et si le dalot est double ou triple, il est encastré aux extrémités, mais il est sur appui simple pour les voiles intermédiaires (photo N°9). L'encastrement est indiqué par le fait que l'acier est plié et reste en attente pour la traverse, alors que pour l'appui simple l'acier est à peine plié au niveau des voiles (photo N°9).

Le dimensionnement de tels ouvrages nécessite deux études :

- Une étude de débit hydrologique et de débit hydraulique, afin de dimensionner la section de passage nécessaire. Cette étude est détaillée dans le prochain chapitre, ou dans l'annexe du tome 2. On prend des périodes de retour de 10 ou 20 ans.

- Une étude de résistance des matériaux, afin que la structure soit capable de supporter les pressions dues au poids des terres et aux surcharges des véhicules roulantes.

✓ Récapitulation :

Ci-après, le tableau N°1, récapitulant et présentant une comparaison entre les buses et dalots.

Tableau N°1: Comparaison entre buses et dalots.

Type	Buses		Dalots
	Rigides	Souples	
Forme	circulaire	ovale	rectangulaire
Matériaux	BA	Acier	BA
Mise en œuvre	Préfabriquées en usine	tôles préfabriquées et assemblées	Coulé sur place ou éléments préfabriqués
Emploi	Faible débit	Sous remblais important	Couramment employés
Avantages	Economique	Supporte des charges importantes	Evacue un débit important, Economique
Inconvénient	petit débit	importé	Durée de construction plus longue

1-3 Tunnels

D'après la destination du tunnel, on distingue principalement les tunnels routiers, les tunnels ferroviaires, les tunnels canaux et les tunnels hydrauliques. Ce sont généralement des ouvrages coûteux de premier établissement et encore d'exploitation, en raison de la nécessité de leur ventilation, de leur éclairage et de leur surveillance. Leur construction n'est justifiée que dans des cas exceptionnels.

Les tunnels sont construits pour faire passer une route à travers une montagne ou sous les canaux (un projet d'un tunnel sous le canal de Bizerte a été proposé puis abandonné) et dans les villes pour réaliser des passages ou des routes souterraines. C'est ainsi, que d'après l'emplacement du tunnel, on distingue :

1- Tunnels montagneux.

Ce type de tunnel est construit quand les nécessités du profil en long rendent impossible toute autre solution et éventuellement pour la protection de la route à l'endroit des couloirs d'avalanches ou des terrains d'éboulis. Exp : Tunnels de chemin de fer dans la région du Nord-ouest de la Tunisie et le tunnel hydraulique dans le barrage de Barbara à Fernana.

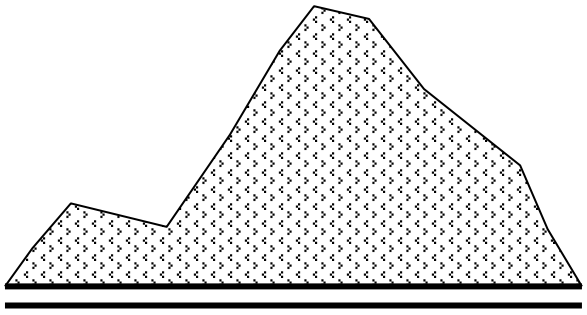


Figure N°5 : Tunnel montagneux.

Photo N°10 : Tunnel ferroviaire dans la région de Béjà.

2- Tunnels sous les eaux (rivières ou mer)

Ce type de tunnel est construit sous les voies navigables à grand trafic, à la place des ponts qui gêneraient la navigation. Exp : Tunnel sous la manche entre la France et l'Angleterre.

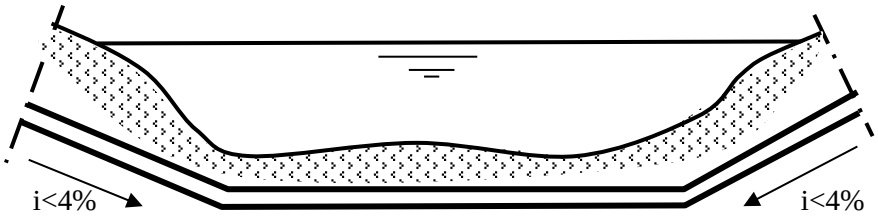


Figure N°6 : Tunnel sous les eaux

3- Tunnels sous routes (tunnels échangeurs)

Ces tunnels sont construits surtout dans les villes ou sous les autoroutes. Exp : Tunnels de Bab Souika. Le tunnel de Bab Sâadoun est considéré comme des trémies.

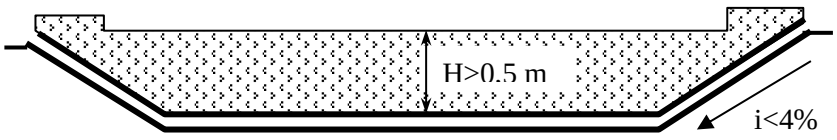


Figure N°7 : Tunnel échangeur.

La ventilation est nécessaire surtout pour les tunnels routiers en amenant de l'air frais et en soutirant l'air vicié par les gaz d'échappement des véhicules et les fumés en cas d'incendie. Donc, l'objectif de la ventilation, dans la situation normale d'exploitation, est de maintenir la qualité de l'air au niveau requis. En cas d'incendie, l'objectif est de mettre les usagers à l'abri des fumées et de permettre l'intervention des services de secours et de lutte contre l'incendie.

Dans les tunnels à section voûté, l'air vicié et l'air frais circulent au plafond. Dans les tunnels à section circulaire, l'air vicié est dégagé au niveau du plafond alors que l'air frais est introduit d'en bas. Pour les tunnels cadres, l'échange d'air se fait transversalement [4].

C’est ce problème de ventilation qui limite la taille des tunnels routiers. Les plus grands tunnels dans le monde sont des tunnels ferroviaires. Le record mondial des tunnels est le tunnel de Saint-Gothard (en suisse) de longueur 57 km [5] et dont les travaux sont prévus d’être achevés en 2016, de même celui de base du Mont d'Ambin (France-Italie) et qui sera achevée en 2018. Notons que le tunnel ferroviaire sous la manche entre la France et l’Angleterre est de 50,450 km de long (ouvert en 1994). Alors que le record mondial du tunnel routier n’atteint que 24,510 km qui est le tunnel de Laerdal au Norvège (ouvert en 2000), suivi par celui de Zhongnanshan (Chine) achevé en 2007); de longueur L = 18,040 km.

Un tunnel routier doit aussi être éclairé afin que les automobilistes ne soient pas aveuglés à l’entrée ou éblouit à la sortie du tunnel.

Les tunnels peuvent être creusés dans différents types de matériaux, depuis l'argile jusqu'aux roches les plus dures [6]. Les techniques d’excavation dépendent de la nature du terrain :

- Tranché couverte (exemple : Tunnel sur la X3-X20);
- Charges explosives,
- Machines à attaques ponctuelles, (tel que celui du tunnel ferroviaire du RFR à Saida Manoubia à Tunis, de 280m de long et de 8,9m de large, creusé en 2014, (voir Photo N°11).
- Tunneliers,

Photo N°11 : Creusement du Tunnel du RFR à Saida Manoubia à Tunis en 2014.

Les tunneliers sont des machines foreuses à pleines sections, qui peuvent être visitables et de diamètre variant entre 1,5 m et 17,6 m (le plus grand tunnelier a été construit en Chine est de 17,60 m de diamètre entre 2013 et 2020) [8,9], c’est le tunnel « Tuen Mun – Chek Lap Kok », à Hong kong [8]. Le tunnelier employé dans ce projet a présenté 3 innovations :

- Mobydic, ce système de capteurs incorporés en têtes de tunneliers permet de vérifier l’état d’usure des molettes ainsi qu’une cartographie des parois rocheuses en temps réel.
- Snake, est un bras télécommandé nettoie et élimine le colmatage dans les têtes de tunneliers pour faciliter leur inspection.
- Telemach, utilisée pour la première fois, cette innovation permet un changement mécanisé des molettes périphériques.

Bientôt en 2027, un tunnelier de 19,4 m de diamètre sera construit dans le cadre du tunnel Québec-Lévis, au Canada [9].

En Tunisie, le tunnel hydraulique de Barbara à Fernana (7 km de longueur et de 4m de diamètre) a été creusé en employant un tunnelier, en 1998 (Photos N°12, 13 et 14).

Photo N°12 : Entrée du Tunnel en cours de construction (barrage de Barbara à Fernana).

Photo N°13 : Voussoirs préfabriquées pour la couverture intérieure du Tunnel de Barbara.

Photo N°14 : Vue à l'intérieur du Tunnel de Barbara.

1-4 Ponts

1-4-1- Définition :

Un pont est un ouvrage d'art pour lequel une voie de circulation franchit un obstacle naturel ou une autre voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. C'est le type d'ouvrage le plus employé en Tunisie. Dans la pratique on parle d'un ouvrage d'art pour désigner un pont. **Dans la suite de ce document, on traite surtout l'étude des ponts.**

1-4-2- Eléments principaux d'un pont.

Un pont comporte généralement trois catégories d'éléments : les fondations, les appuis, le tablier, et les appareils d'appui. (Fig. 8 et Photo N°15).

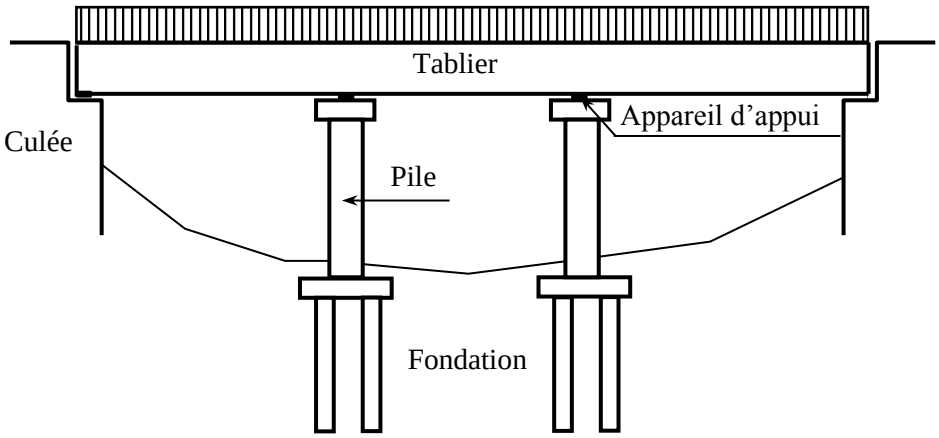


Figure N°8 : Vue longitudinale d'un pont type.

Photo N°15 : Pont sur l'autoroute A1 Tunis-Hammamet.

➢ Fondation: C'est un système au moyen duquel l'ouvrage repose sur le sol et lui transmet les charges qu'il reçoit. Suivant la nature du sol, les fondations sont superficielles (semelles isolées ou filantes, Photo N°16) ou profondes (pieux (Photo N°17) ou barrettes). Dans ce deuxième cas, les fondations sur surmontées par une semelle de liaison.

Photo N°16 : Fondations superficielles du pont de l'intercommunale à Tunis.

Photo N°17 : Tête des pieux en cours de recépage
(viaduc de l'aéroport de Carthage à Tunis).

➢ Appuis: Ils supportent l'ouvrage jusqu'au niveau des fondations. On distingue deux types d'appuis : *les culées*, qui sont les appuis extrêmes, et *les piles*, qui sont les appuis intermédiaires (Photo N°18). Un appui peut être composé par un ou plusieurs voiles ou par des colonnes surmontées par un chevêtre.

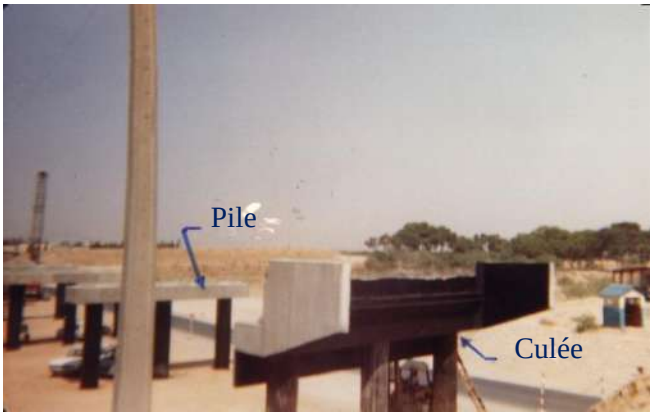


Photo N°18 : Appuis du pont sur Oued Agareb (Piles et Culée)

➢Tablier: C'est un élément sur lequel repose la voie de circulation (Photo N°19). Il comprend la couverture (revêtement) et la partie de l'ossature sensiblement horizontale situé sous la voie portée. Le tablier comporte essentiellement des dalles. En plus, il peut comporter des poutres principales et des éléments secondaires (des entretoises ou pour les plus anciens ponts des longerons).

Photo N° 19 : Tablier d'un pont à poutre (Echangeur RN8-RN9).

Le tablier comporte aussi tous les équipements indispensables à l'utilisation, au fonctionnement et à la durabilité du pont (Exemple sur la photo N°20). Ces équipements comportent les dispositifs de retenue (tel que les gardes corps et les séparateurs), les joints de chaussée, les systèmes d'étanchéité, la couche de roulement, les trottoirs, les corniches, les systèmes d'évacuation des eaux, la dalle de transition, etc.

Photo N°20 : Equipements sur le pont de l'oued Zeroud (à Hajeb El Aoun) : Evacuation des eaux, étanchéité, corniche.

➢Les appareils d'appui : le tablier repose sur les appuis à l'aide des appareils d'appui qui permettent le déplacement horizontal et vertical du tablier sous l'effet des charges. Les appareils d'appui les plus employés de nos jours sont en élastomère fretté.

Photo N°21 : Appareil d'appui en élastomère

Photo N°22 : Appareil d'appui sous une poutre. (Pont sur Oued Limaou à Gabès).

Un pont est souvent lié à la route par sa rampe d'accès. Si cette rampe est en remblai, elle comporte une dalle de transition. Si la rampe est en déblai, la dalle de transition n'est pas nécessaire.

1-4-3- Exemple: Un pont à travées indépendantes sur un cours d'eau.

Ci-dessous une vue longitudinale d'un pont isostatique à trois travées indépendantes sur un oued ou sur un cours d'eau navigable. La partie du pont entre deux appuis s'appelle travée. Les travées peuvent être indépendantes ou continues.

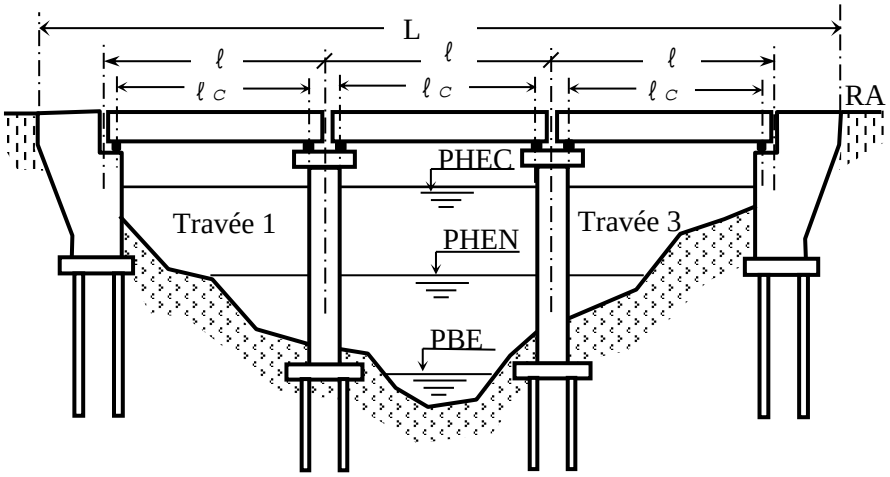


Figure N°9 : Vue longitudinale d'un pont à trois travées.

Les principales dimensions du pont sont :

- L : Longueur totale du pont. C'est la distance entre les plans verticaux du fond des culées.
- ℓ : Longueur d'un travée du pont. C'est la distance entre les axes des appuis voisins.
- ℓ_c : Longueur de travée de calcul. C'est la distance entre les appareils d'appui. On l'appelle aussi portée de la travée.
- ℓ_o : L'ouverture du pont (débouchée). C'est la distance entre les parements des appuis extrêmes en considérant le fait que les largeurs des piles sont non comprises.

Dans l'étude de la conception des ponts sur les cours d'eau tel que les oueds ou les canaux navigables, on doit disposer de certaines données hydrauliques :

- PHEC ou plus couramment connu comme le PHE : Plus Haute Eaux Connues, pour les ponts sur les oueds. La détermination de ce niveau sera étudiée dans le prochain chapitre.

- PHEN : Plus Haute Eaux Navigable pour les eaux navigables.

- PBE : Plus Basse Eaux (ou étiage). Ce niveau nous permet de connaître la période pour laquelle il est recommandé d'exécuter les travaux de fondation. Pour la Tunisie, ceci correspond à la période de l'été. Ainsi, Ce niveau n'est pas considéré pour l'étude des ponts en Tunisie.

Transversalement, on distingue le plus couramment, en Tunisie, les ponts à poutres et les ponts dalles. Dans le premier cas, c'est les poutres qui sont les structures porteuses. Dans le deuxième cas, c'est la dalle qui constitue la structure porteuse.

1er cas : Les ponts à poutres.

L_r : Largeur roulable.
L_{tr} : Largeur du trottoir.
L_T : Largeur totale (transversale).

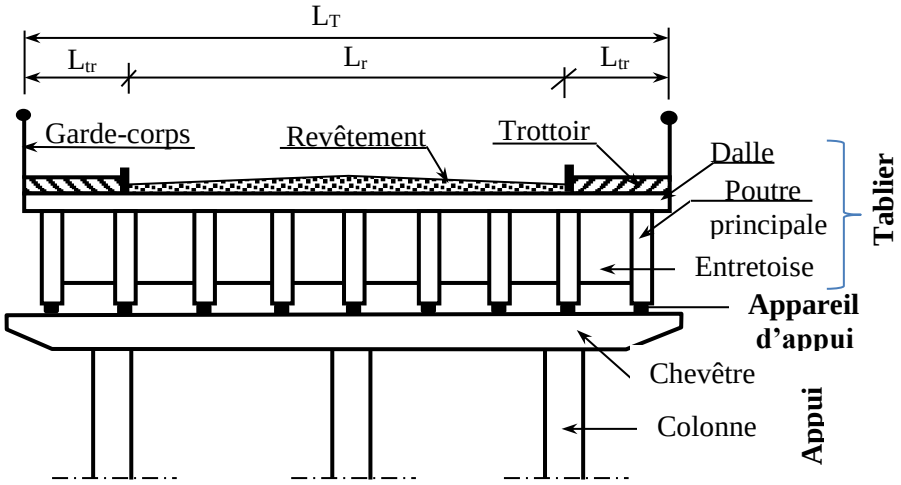


Figure N°10 : Section transversale d'un pont à poutres

Photo N°23 : Vue dessous d'un tablier d'un pont à poutres. (Déviation de Hammammet)

Photo N°24 : Section transversale d'un pont à poutres.
(Cas du pont sur Oued Sarrat entre Kalâat-Senan et Le Kef)

2ème cas : Les ponts dalles.

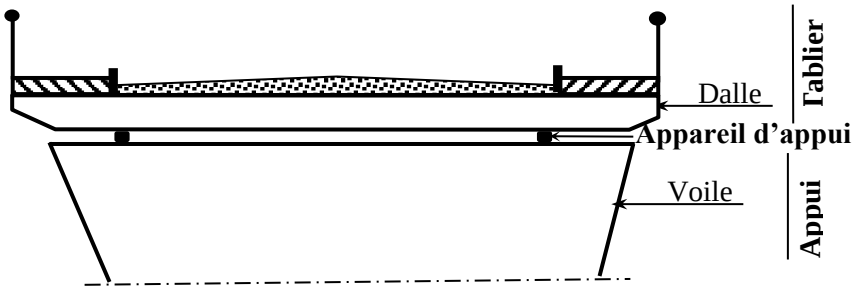


Figure N°11 : Section transversale d'un pont dalle.

Photo N°25 : Vue de dessous d'un pont dalle. (Passage Supérieur à Hamma-Lif).

Références relatives au Chapitre 1

[1] SETRA, « Buses Métalliques : Recommandations et Règles de l'Art », 1981.Réf : F8105.

[2] SETRA, « Clauses Techniques Courantes Concernant le Buses Métalliques », 1982. Réf : F8218.

[3] Armco ; « Buses Armco : Description, Montage et Installation ».

[4] M. Marec, « Le Point sur les Tunnels Routier en France », Travaux, N°669, Oct 1991, pp 1-7.

[5] Site internet: « www.alptransit.ch ».

[6] Site internet: www.cetu.fr: informations sur les tunnels.

[7] Site internet: https://fr.wikipedia.org/wiki/Tunnelier

[8] Site internet: https://blog.bouygues-construction.com/en/nos-innovations/hong-kong-grand-tunnelier-du-monde-en-service/

[9] Site Internet : https://www.journaldequebec.com/2021/05/19/un-tunnelier-monstre-pour-creuser-le-3e-lien

Chapitre 2

CLASSIFICATION DES PONTS

2-1	Suivant leur destination.	p. 17
2-2	Suivant la nature de leurs matériaux employés	p. 18
2-3	Suivant leur disposition en plan	p. 22
2-4	Suivant leur niveau de passage	p. 23
2-5	Suivant la mobilité de leur tablier	p. 25
2-6	Suivant leur schéma transversal	p. 29
2-7	Suivant leur schéma statique longitudinal	p. 34
2-8	Suivant leur procédé de construction	p. 47
2-9	Ponts types du SETRA.	p. 50

Il existe plusieurs critères de classification des ponts que l'on utilise couramment pour définir, en première analyse, un ouvrage, et de rechercher comment on pourra le réaliser dans les meilleures conditions techniques et économiques.

2-1- Suivant leur destination (nature de leur voie portée)

Suivant leur destination, on distingue les ponts suivants :

- ♦ Ponts-routes : sur lesquels passent les routes et autoroutes.
- ♦ Ponts-rails : sur lesquels passent les chemins de fer.
- ♦ Ponts-canaux : sur lesquels passent des voies de navigation intérieure.
- ♦ Ponts-aqueducs : sur lesquels passent les canalisations d'eau.
- ♦ Passerelles à piétons : sur lesquels passent les piétons.
- ♦ Ponts pour avions : dans les aéroports.

Les ponts routes et les ponts-rails sont les plus répandus en Tunisie.

Le canal de Medjerdah qui alimente le Cap Bon passe sur des oueds : dans ce cas un pont canal est construit tel que celui de la photo N°1.

Le pont aqueduc le plus célèbre en Tunisie est le pont aqueduc de Zaghouan à Tunis.

Les passerelles commencent à être assez fréquentes à Tunis tel que ceux sur la route X.

Dans certains aéroports tel que celui d'Orly et celui de Roissy à paris, après son atterrissage, un avion passe parfois sur un pont franchissant une route (Photo N°2). Un tel pont est donc un pont pour avion !

Photo N°1 : Pont-canal sur un oued dans la région de M'hamdia.

Photo N°2 : Pont pour avion dans l'aéroport de Roissy à Paris.

2-2- Suivant la nature de leurs matériaux employés

Ce classement tient compte des matériaux utilisé pour les éléments porteurs principaux (tablier). Cette classification nous permet de comprendre *l'évolution historique* des ponts.

♦ Ponts en lianes ; ce sont des ponts primitifs, rarement existant de nos jours. Mais on peut les trouver comme des passerelles dans certains pays africains tel que le pont en lianes de Poubara près de Moanba (photo N°3) et le pont en lianes dans le village de Kabaga sur les plateaux de batékés au Gabon [1].

Photo N°3 : Pont en liane à Pouabara au Gabon [1].

♦ Ponts en bois.

Photo N°4 : Pont en bois à l'Université de naval, Canada 2010) [2].

♦ Ponts en maçonnerie (pierre) ; La pierre résiste bien à la compression. Ces ponts sont souvent construits en arc. Certains ponts datent de l'époque romaine. En Tunisie, parmi les plus anciens ponts en maçonnerie, on site le pont de Mdjez El Bab, le symbole de la cité, et le pont du Kantarat Binzart construit vers le 17ème siècle [3]. Un pont assez esthétique est le pont-rail de Bèjà (voir photo N°3). Actuellement (2015), la Tunisie compte 154 pont-routes en maçonnerie [4], parmi le patrimoine de 3873 ponts routes.

Photo N°5 : Pont-rail en maçonnerie à Béjà, Tunisie.

♦ Ponts métalliques; La technique des ponts en métal a évolué avec l'amélioration de la fabrication de la fonte, puis du fer et enfin de l'acier. En Tunisie, les ponts métalliques ne sont pas très utilisés à cause de leur coût élevé (due à la nécessité d'importer l'acier et de transporter des éléments de grandes dimensions pour la galvanisation, dont les bassins sont implantés dans la région de Bizerte et de Menzel Bourguiba, au chantier). Actuellement, la Tunisie ne compte que 14 pont-routes métalliques [3], dont la plupart sont des ponts militaires provisoires de type Bailey (tel que le pont sur oued Zagga, photo N°6). Mais, les ponts-rails métalliques (anciens) sont plus nombreux (photo N°7).

Photo N°6 : Pont métallique Bailey provisoire sur Oued Zagga, Tunisie.

Photo N°7 : Pont-rail métallique sur oued El Akarit (Gabès).

♦ Ponts en Béton Armé (BA) ; le BA est le matériau le plus employés en Tunisie étant donnée son coût assez économique par rapport aux autres types. A rappeler l'évolution du règlement du BA de 1906, 1936, CCBA 1968, BAEL 1980/83/91. Ce dernier (BAEL 91) est celui utilisé actuellement en Tunisie en attendant celui de l'Eurocode. La Tunisie compte actuellement 3603 ponts-routes en BA [4] (Exp: photo N°8).

Photo N°8 : Pont en Béton Armé sur l'autoroute Tunis-Hammamet.

♦ Ponts en Béton Précontraint (BP), voir photos N°9; Malgré son emploi encore restreint en Tunisie (actuellement 38 ponts-routes en BP [4]), ce type de ponts commence à être compétitif notamment pour les ponts sur les oueds (pour minimiser le nombre d'appui dans le lit d'oued) et surtout en employant la préfabrication sur le chantier.

Photo N°9 : Pont dalle en BP de l'échangeur de Ras Tabia-Route X à Tunis,
Construit en 2013 par la SOMATRA.

♦ Ponts mixtes (Métallique/béton armé ou Maçonnerie/BA (ou BP) ; 78 pont-routes mixtes en Tunisie. Ce type de pont présente en général un appui en BA ou en maçonnerie avec un tablier en charpente ou en BA. Ces dernières années certains ponts mixtes ont été construit au Lac de Tunis sur le Canal ONAS. (voir photo 10).

Photo N°10 : Pont mixte (L=53m) de l'échangeur Fret sur la route RN9 de la Marsa-Boulevard Yasser Arafet à Tunis, construit par la SOMATRA-SICILFERRO (2010).

Enfin, la figure N°1 représente la répartition des ouvrages d'art routiers en Tunisie selon les matériaux employés (données de 2015). On remarque bien l'importance du BA (93 %) alors que les ponts-routes mixtes (acier-béton armé) ne représentent que 2 %. La maçonnerie reste un matériau important (4,9 %) mais, les ponts de ce type de matériau sont généralement des anciens ouvrages. Malgré que les ponts en béton précontraint ne forment que 1 %, leur emploi est de plus en plus fréquent avec la multiplicité des entreprises tunisiennes qui commencent à maîtriser la réalisation des ponts en BP.

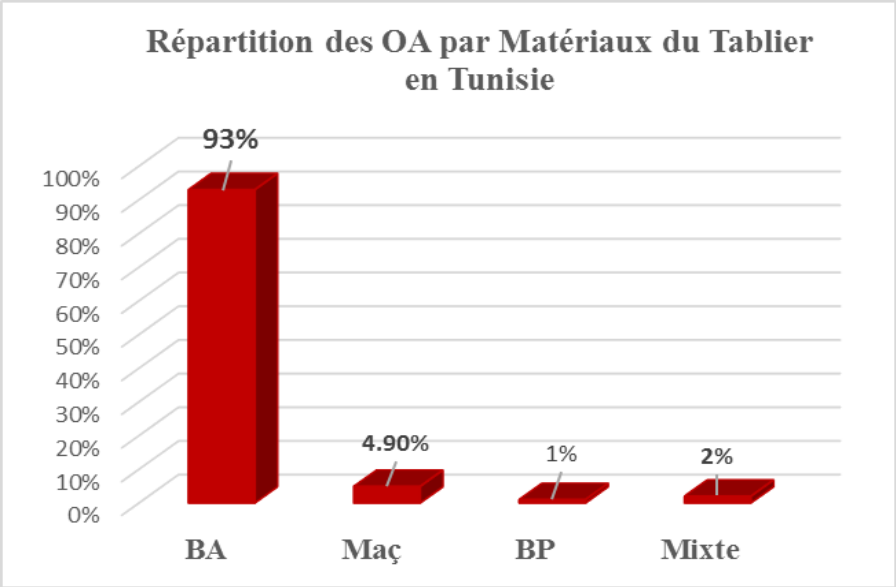


Figure N°1: Répartition des ouvrages routiers en Tunisie selon les matériaux employés (2015) (données d'après [4]).

2-3- Suivant leur disposition en plan

Ce classement tient compte de l'implantation par rapport aux lignes d'appuis transversales (ligne passant par l'axe des appareils d'appui). Ainsi, on distingue les ponts droits, les ponts biais et les ponts courbes.

♦ Pont droit.

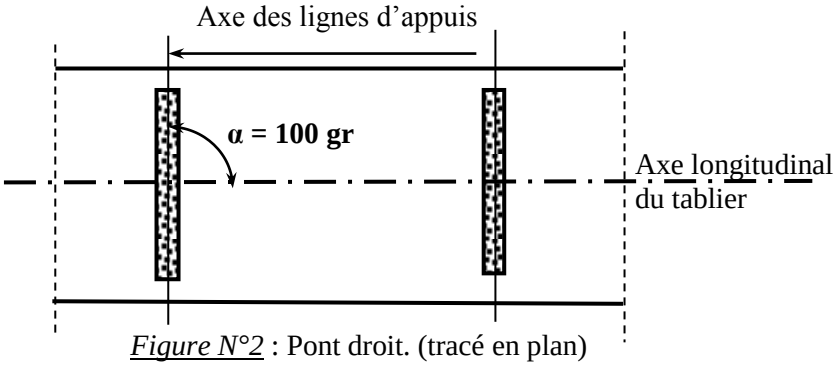


Figure N°2 : Pont droit. (tracé en plan)

♦ Pont biais.

L'angle de biais est défini comme l'angle exprimé en grade compris entre l'axe longitudinal du tablier et les lignes des appuis (figure N°3). La nécessité de recourir à de tel ouvrir est dictée par le tracé de la route en traversant un obstacle. Si cet obstacle (oued, route ou chemin de fer par exemple) est biais par rapport à la route alors l'ouvrage est conçu biais de manière à avoir des appuis parallèles à la direction du flux (eaux ou véhicules). Un exemple des ponts biais est celui du viaduc de Bab El Assal à Tunis, biais à 67 grades (photo N°11).

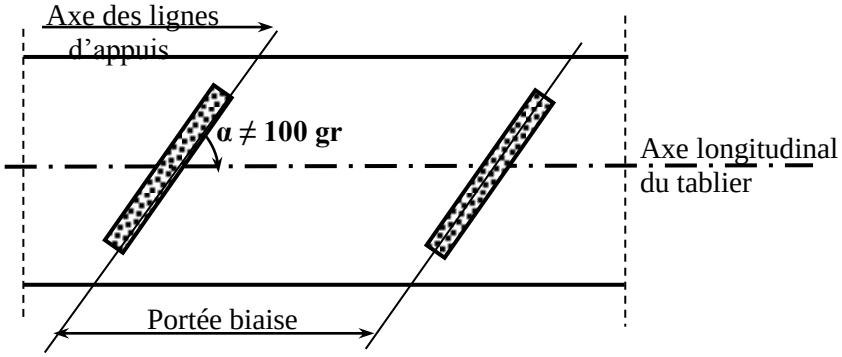


Figure N°3 : Pont biais. (Tracé en plan)

Photo N°11 : Viaduc de Bab El Assal, à Tunis, en pont biais de 67 gr, construit en 1990 par la Somatra.

♦ Pont courbe.

L'axe de la voie portée est courbe (en plan). Exemple : Ponts courbes de l'échangeur de l'Aéroport à Tunis (photo N°12)

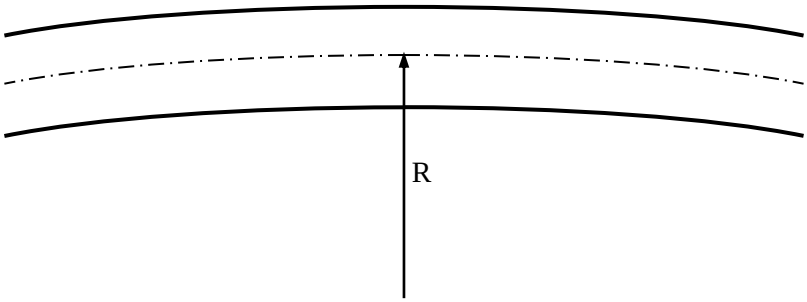


Figure N°4 : Pont courbe (tracé en plan)

Photo N°12 : Pont courbe de l'échangeur de l'aéroport de Carthage à Tunis, construit en 2000 par la Somatra.

2-4- Suivant leur niveau de passage

♦ Pont de passage supérieur ; Le pont est placé en dessus de la voie principale prise comme référence tel qu'une autoroute ou la voie à construire (figure N°5 et photo N°13).

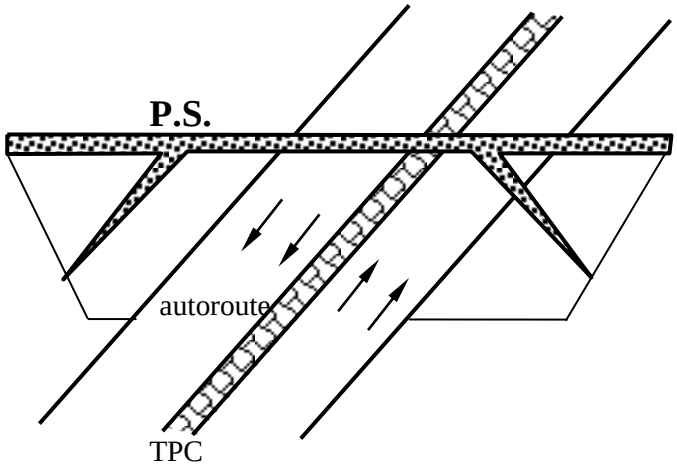


Figure N°5 : Passage Supérieur. (PS)

Photo N°13 : Par rapport aux usagers de l'autoroute (Tunis-Hammamet), le pont est un passage supérieur.

♦ Pont de passage inférieur ; Le pont est placé en dessous de la voie de référence (Figure N°6 et photo N°14).

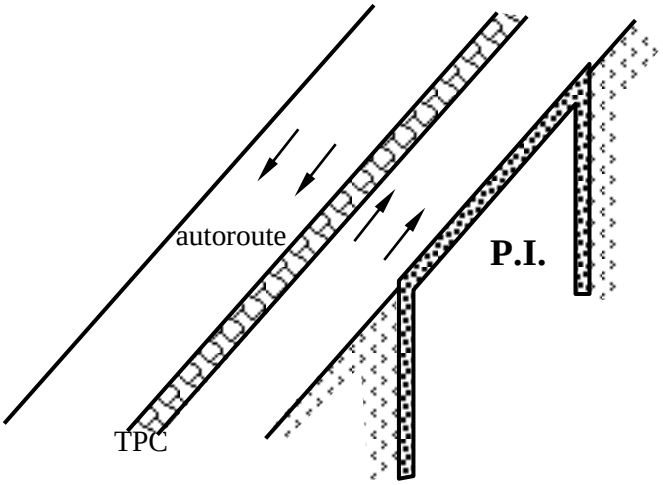


Figure N°6 : Passage Inférieur. (PI)

Photo N°14 : Les usagers de l'autoroute (camion) passent sur un Passage Inférieur (portique).

2-5- Suivant la mobilité de leur tablier

♦ Pont fixe. (dans ce cas, on n'ajoute pas le mot fixe)

♦ Pont mobile; Un pont mobile est nécessaire si l'obstacle franchi représente des eaux navigables. On distingue 3 types de ponts mobiles suivant la direction du mouvement de la partie mobile.

→ Pont levant; la travée est encadrée par deux pylônes et attaché à des câbles ou à des chaînes passant sur des poulies placées au sommet de ces pylônes. Exp : Pont levant à Cleveland, Ohio (USA) [5]. (Fig. 15).

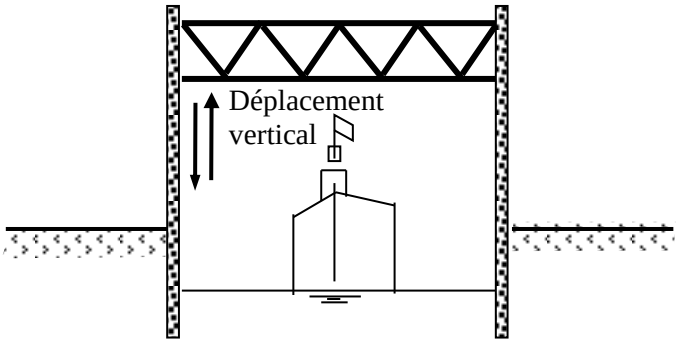


Figure N°7 : Pont levant.

Photo N°15 : Pont levant à Cleveland, Ohio, USA [5].

→ Pont tournant ; Le tablier pivote dans son plan horizontal, autour d'un axe vertical (à une ou deux volées).

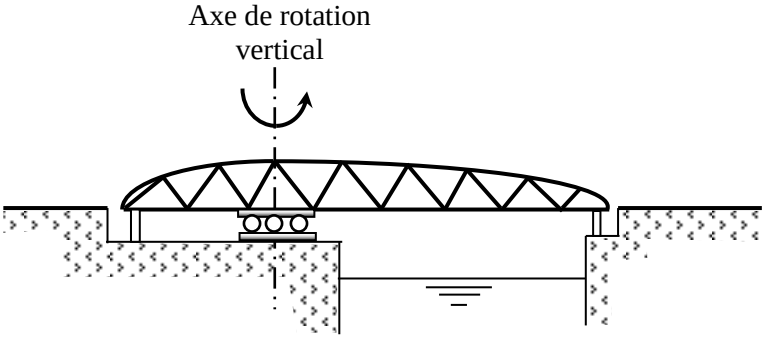


Figure N°8 : Pont tournant

→ Pont basculant;

Le tablier pivote autour d'un axe horizontal. Exemple : Pont mobile de Bizerte de longueur 102,7 m avec une ouverture de 75 m de passage navigable (Fig. 9 et photo N°16).

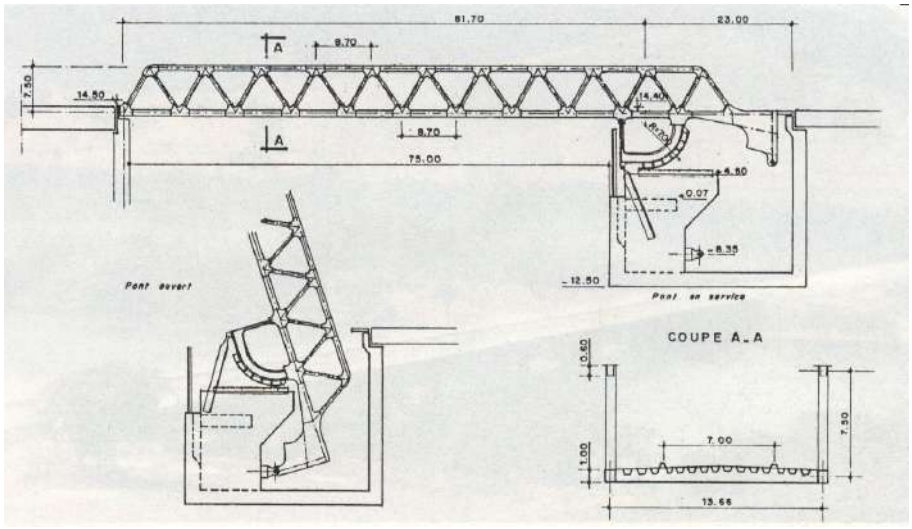


Figure N°9: Schéma de la partie mobile du pont basculant de Bizerte (d'après [6]).

Photo N°16 : Pont Basculant de Bizerte, Tunisie, construit en 1980. Travée mobile ouverte pour la navigation des bateaux.

→ Pont levis

Ce type de pont bascule comme dans le cas des ponts basculants, mais ces ponts sont plutôt soulevés par des tirants de levage (rotation par rapport à un axe horizontal). Exemple: Pont Levis sur le bassin Jaques-Cartier à Saint-malo en France (figure N°10), le pont-route et le pont-rail levis à Sfax en Tunisie (photo N°17) et le pont levis à Fort Lauderdale en Floride aux USA (Photo N°18).

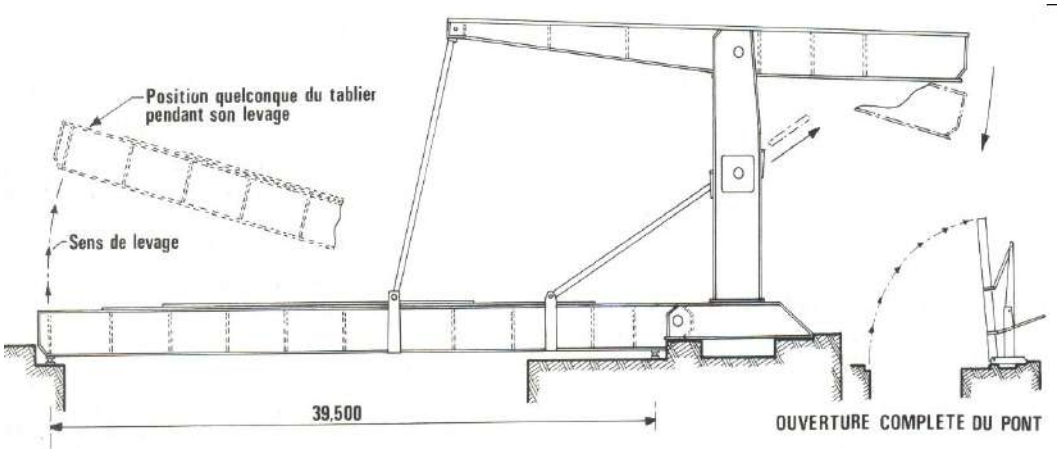


Figure N°10: Schéma du pont Levis sur le bassin Jaques-Cartier à Saint-malo en France (schéma d'après [5]).

Photo N°17: Deux ponts levis à Sfax, Tunisie, construit en 1998.

Photo N° 18 : Pont levis à Fort lauderdale en Floride, USA.

Les ponts mobiles (tournant, basculant et levis) peuvent être d'un volet ou de deux volets. Exemples: pont basculant à deux volets à Hollywood en Floride (photo N°19).

Photo N°19 : Pont basculant à Hollywood en Floride aux USA.

2-6- Suivant leur schéma transversal

♦ Les ponts à poutres;

→ En simple Té (section rectangulaire)

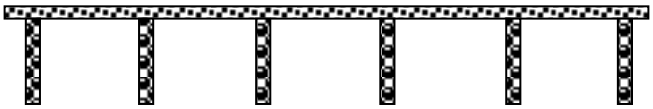


Figure N°11 : Pont à poutres sans talons.

Les poutres dans ce cas sont en Béton Armé. A priori, ces poutres sont en section rectangulaire mais comme une partie de la dalle (posé sur les éléments rectangulaires) joue le rôle de la table de compression pour les poutres alors ces poutres sont considérées comme des poutres en simple « T ». Ces poutres sont appelées aussi poutres sans talon. Exemple : pont à poutres sur Oued El Khangua et la RN1 dans la déviation nord de Hammamet (photo N°20).

Photo N°20 : Pont à poutres sans talon ouvrages de la déviation de Hammamet, Tunisie, construit en 1998 par Afrique Travaux.

→ En double Té (avec talon)

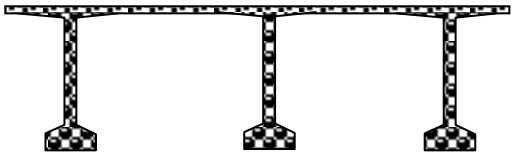


Figure N°12 : Pont à poutres avec talon

Photo N°21 : Vue de dessous des poutres avec talon du pont sur Oued El H'ma (Mornag), construit par Soroubat en 2002.

Ce type des poutres est employé dans le cas du Béton Armé pour augmenter le rendement de la section et pouvoir placer avec aisance le ferraillage (souvent encombré) à mi-travée. Mais, ce type de section est surtout employé dans le cas des poutres en Béton Précontraint pour pouvoir loger les câbles de précontraintes dans le talon à mi-travée (exemple : pont à poutres en Béton Précontraint sur Oued EL H'ma présenté sur la photo N°21).

→ En Section variable.

Dans certain cas, on est ramené à concevoir des poutres en section I en milieu de travée (pour diminuer le poids) et en section rectangulaire aux extrémités (pour mieux résister aux efforts tranchants).

♦ Les ponts dalles;

→ dalles pleines à section rectangulaire (quasi-rectangulaire). Exemple : pont dalle à Bab El assal à Tunis (photo N°22).

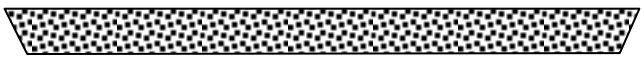


Figure N°13 : Pont dalle rectangulaire pleine.

Photo N°22 : Viaduc de Bab El Assal à Tunis en pont dalle pleine à section quasi-rectangulaire.

→ dalles élégies (à encorbellement latéral, évidées, nervurées).

Les ponts dalles à encorbellement latéral présentent une seule nervure avec deux encorbellements (à une ou à deux pentes). En Tunisie, la pluspart des ponts dalles à encorbellement latéral sont à une seule pente (simplicité de coffrage), (photo N°23). Mais récement des nouveaux sont construit à double pente (Photo N°24)

Figure N°22 : Pont dalle à encorbellement latéral (double).

Photo N°23 : Viaduc de l'Avenue de la République en dalle à encorbellement latéral.

Photo N°24 : Pont dalle en BP à double encorbellemnt de l'échangeur Ras Tabia-Route X à Tunis.

Les ponts dalles évidée présentent des sections vides à l'intérieur de la dalle en béton. Actuellement, il n'existe pas des ponts évidés en Tunisie. Par contre ces ouvrages sont assez employés au Japon [6].

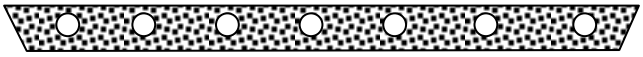


Figure N°15 : Pont dalle évidée.

Les ponts dalles nervurées présentent des nervures en vue d'alléger la structure de la dalle. En Tunisie, il n'existe qu'un seul pont de ce type à savoir le pont dalle de l'échangeur de Bab Alioua (Avenue de Carthage, Photo N°25).

Figure N°16 : Pont dalle nervurée.

Photo N°25 : Pont de l'Echangeur de Bab Alioua en dalle nervurée (4 nervures).

♦ Les ponts tubulaires;

→ Poutres caissons simples (monotubulaires), tel que celui employé dans la pénétrante Sud de Tunis (Photo N°26).

Figure N° 17 : Pont à poutres tubulaires.

Photo N°26 : Caisson monotubulaire exécuté sur chantier
lors des travaux du Viaduc de la pénétrante sud à Tunis.

→ Poutres caissons à plusieurs alvéoles (tubulaires, bitubulaires), tel que employés dans le Pont de Radès La Goulette (Photo N°27).

Figure N°18 : Pont à poutres tubulaires.

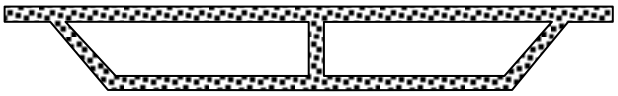


Figure N°19 : Pont à poutres bitubulaires.

Photo N°27 : poutres bitubulaires du pont à haubans de Radès-La Goulette (Tunisie).

2-7- Suivant leur schéma statique (longitudinal)

♦ Les ponts à poutres et les ponts dalles;

→ Pont à travées indépendantes, tel que celui du pont sur oued Chiba à Mahdia (Photo N°28).

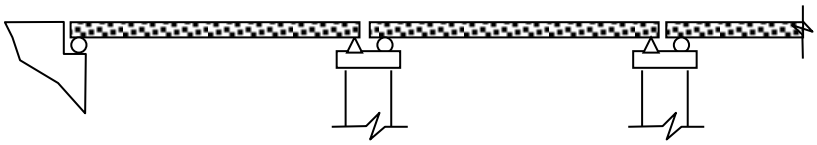


Figure N°20 : Pont à travées indépendantes.

Photo N°28 : Pont à poutres à travée indépendantes
sur Oued Chiba sous la RR191 à l'entrée de Mahdia., Tunisie.

Photo N°29 : Joint de dilatation entre la poutre de rive et la culée
(pont sur Oued Chaffar à Mahress, Tunisie).

→ Pont à travées continues.

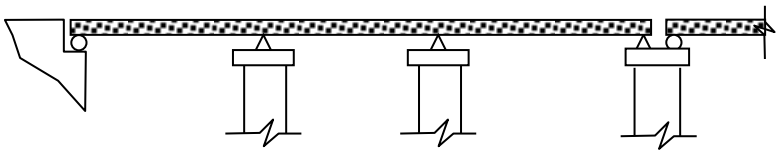


Figure N°21 : Pont à travées continues.

Exemples: Viaduc de l'Avenue de la république en 6 et 5 travées (photo N°7) et Viaduc de Bab El Assal (photo N°19) en 2 travées continue.

→ Pont à poutres cantilevers, se présentant en deux principaux types.

Ces ponts sont à l'origine des ponts continus pour lesquels on introduit des articulations pour les rendre isostatiques. Ils présentent certains avantages des ponts continus et ceux des ponts isostatiques. Mais, cette conception a tendance à être abandonné vu les problèmes aux articulations (étanchéité). L'articulation est introduite en sorte d'escalier (voir photo N°30).

1er type : Une travée indépendante est introduite dans une travée centrale d'une poutre continue en ajoutant deux nœuds dans la travée centrale.

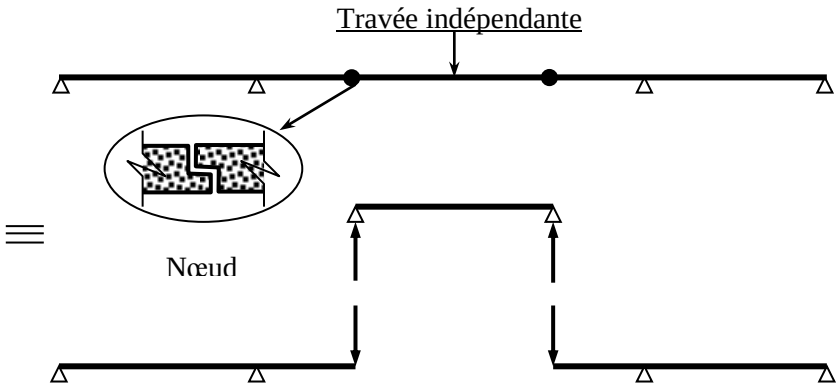


Figure N°22 : Pont cantilever du 1er type.

Photo N°30 : Pont cantilever de type sur Oued Rmel entre Bouficha et Zaghouan.

Photo N°31 : Détail du noued du Pont cantilever (en escalier).

2ème type : un nœud est introduit dans chaque travée extrême. (Figure 23 et Photo 33).

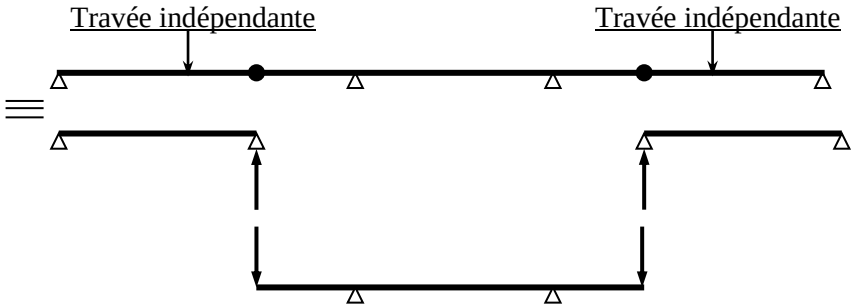


Figure N°23 : Pont cantilever du 2ème type.

Les poutres en étage (travées indépendantes) transmettent les charges à travers leur réaction d'appui au console des poutres. Ainsi, le système, qui au début était hyperstatique devient isostatique.

Photo N°33 : Pont cantilever de type 2 sur Oued Rmissa dans la région de Nabeul.

♦ Les ponts en arc :

Photo N°34 : Pont en arc sur oued Joumine sur la RN11 (entre Mateur et Béjà).

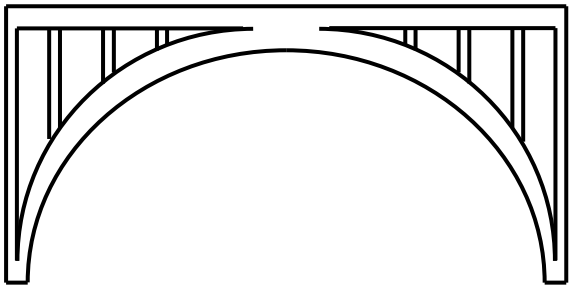


Figure N°24 : Pont en Arc.

Ce sont généralement des anciens ponts en acier, en maçonnerie ou, en béton armé coulé sur place. Ces ouvrages nécessitent un échafaudage et un cintre (étaiement) important et souvent coûteux. Mais, ces ouvrages sont généralement assez esthétiques. Exemple du pont sur oued Joumine (photo N°34).

→ Arc encastrée (sans articulations) ; employé surtout pour les ponts en BA monolithe et avec un bon sol, puisque il génère trois réaction à chaque appui.

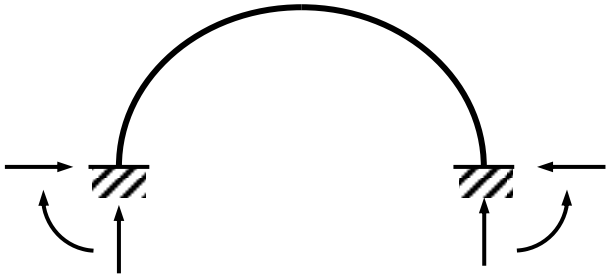


Figure N°25 : Arc encastré.

→ Arc biarticulé (deux articulations).

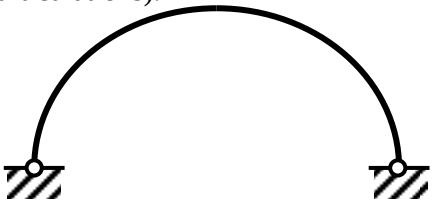


Figure N°26 : Arc biarticulé.

→ Arc triariculé (trois articulations) ; employé surtout pour les mauvais sols pour tenir compte des tassements différentiels.

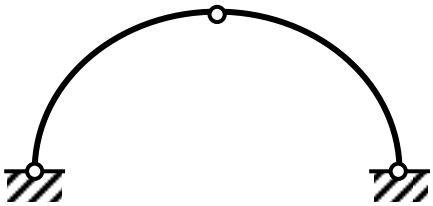


Figure N°27 : Arc triarticulé.

♦ Les ponts en cadres.

→ Ponts en cadre fermé. Tel que celui du pont sous la rocade de Mhamdia (photo N°35).

Figure N°28 : Pont en Cadre Fermé.

Photo N°35 : Pont en cadre fermé sous la rocade de Mhamdia (Tunisie).

→ Ponts en portique ouvert. (Figure 29 et Photo 36).

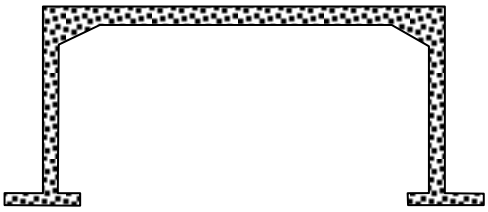


Figure N°29 : Pont en Portique Ouvert.

Photo N°36 : Pont à portique ouvert sous la Pénétrante sud à Tunis, ouvrage construit par la Somatra en 1992.

→ Ponts en portique ouvert double. (Figure 30 et Photo 37).

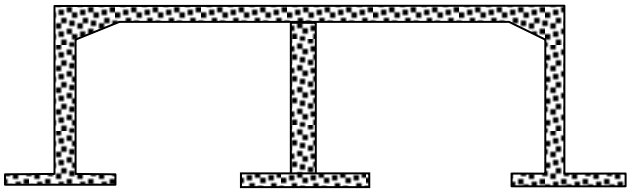


Figure N°30 : Portique ouvert double

Photo N°37 : Portique double sur l'autoroute Tunis-Hammamet.

♦ Les ponts à câbles.

L'emploi des éléments tendus au lieu des éléments fléchis (poutres, dalles) élimine la flexion et rend la structure légère [8]. En substituant un treillis à une poutre à section pleine, on évite la flexion dans les éléments du treillis. Mais, certains éléments reçoient des efforts de compression, d'où la nécessité de les dimensionner au flambement. Pour éviter ce dernier phénomène, on emploi surtout des éléments à la traction. D'où la naissance des structures à câbles et suspentes, c.à.d., les ponts suspendus et les ponts à haubans (les ponts à câbles). Un câble présente toutes les propriétés nécessaires à un élément de haute résistance en traction (il est fabriqué à partir de torons obtenus par tréfilage qui peuvent être beaucoup plus résistants que les profilés laminés à chaud). Le câble travaille en traction directe, ce qui veut dire que sa résistance est pleinement employée, ce qui n'est pas le cas des éléments soumis à la flexion ou à la traction.

Mais pour que ces structures soient stables, ils nécessitent un appui aux limites qui travaille en flexion. Ainsi, les ponts suspendus et les ponts à haubans sont des structures hybrides stabilisés par association des éléments fléchies. Ce type de ponts est surtout dimensionné pour résister aux effets dynamiques tels que celui du vent et du séisme. Souvent, des modèles réduits (en gardant les mêmes ratios de dimensions) sont testés aux effets dynamiques (en soufflerie).

Les efforts sont transmis de la dalle par les suspentes au câble porteur qui les transmis au pylône et à l'ancrage (dans le cas des ponts suspendus) ou par des haubans au pylône (dans le cas des ponts à haubans).

Historiquement, on distingue :

→ les ponts en lianes (assez primitifs) tel que le pont de Poubara au Gabon (photo N° 38).

→ Les ponts suspendus (depuis le 19ème siècle).

→ Les ponts à haubans (depuis une quarantaine d'années).

Photo N°38 : Pont en liane à Pouabara au Gabon [1].

Ainsi, on présente les ponts suspendus et les ponts à haubans.

→ Ponts suspendus comportant des câbles porteurs auxquels les réactions du tablier sont transmises par les suspentes. Généralement, ces ponts nécessitent un ancrage dans un massif (figure N°31). Sinon, et dans certains cas assez rares, on peut trouver des ponts suspendus auto-ancrés [10]. On distingue principalement deux types selon les suspentes : le pont suspendu à trame quadrillé et le pont suspendu à trame triangulaire.

- ✓ Le véritable pont suspendu à « rétro-ancrage », avec suspentes verticales à trame quadrillé est de type souple.

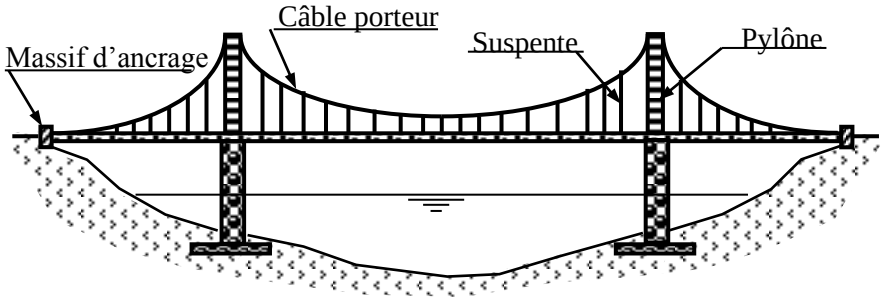


Figure N°31 : Schéma d'un pont suspendu à trame quadrillée.

Photo N°39 : Exemple d'un pont suspendu:
Pont de Hakata-Ohshima, Japon (Travée centrale de 560 m). [10]

Actuellement, la plus grande travée centrale d'un pont suspendu a été construit en 2022 m de longueur correspond au pont du détroit des Dardanelles en Turquie (longueur totale de 4 608 m) (voir Figure 32 et la photo N°40). Ce pont est suivi par celui d'Akashi Kaikyo au Japon de 1991 m de longueur (longueur des 3 travées = 3 911 m) ; construit en 1998. Ce pont est représenté sur la figure 33 en vue longitudinale et sur la photo N°41 [11]. En troisième lieu, on indique le pont de Xihoumen en Chine de longueur de la travée centrale 1650 m; construit en 2009.

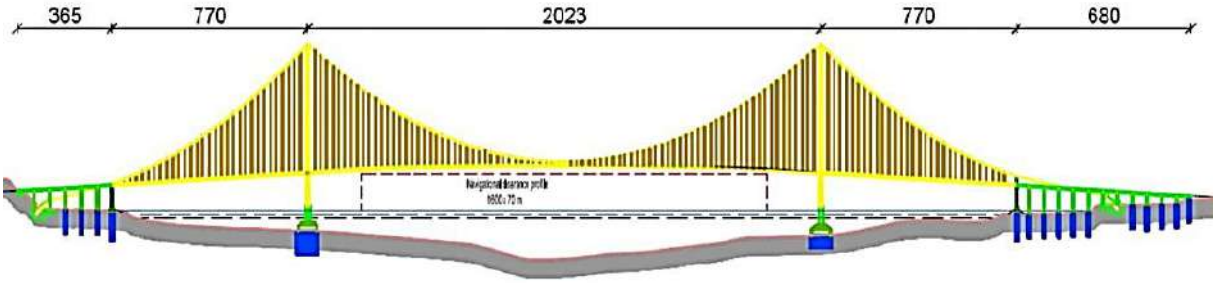


Figure N°32 : Pont du détroit des Dardanelles en Turquie.
(Travée centrale de 2 023 m) [9].

Photo N°40 : Pont du détroit des Dardanelles en Turquie.
(Travée centrale de 2 023 m) [9].

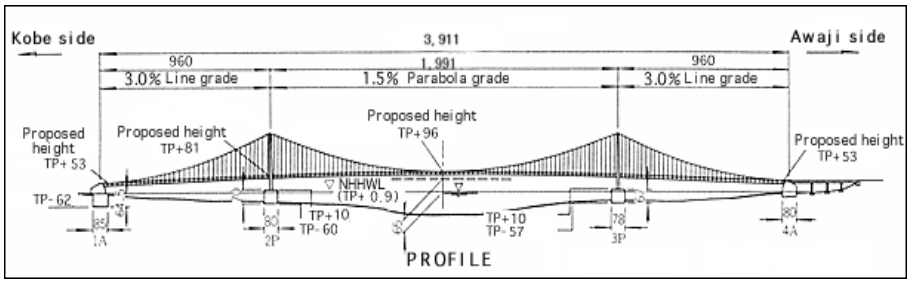


Figure N°33 : Pont d'Akashi Kaikyo, Japon.
(Travée centrale de 1 991 m) [9].

Photo N°41 : Pont d'Akashi Kaikyo, Japon
(Travée centrale de 1991 m) [9].

En cours de construction, le pont de détroit de Messina en Italie, liant la Sicile et la Calabrie, présentera la plus longue travée centrale (3300 m) d'un pont suspendu [13]. Ce pont aura une longueur totale de 5070 m (fig. 34 et 35).

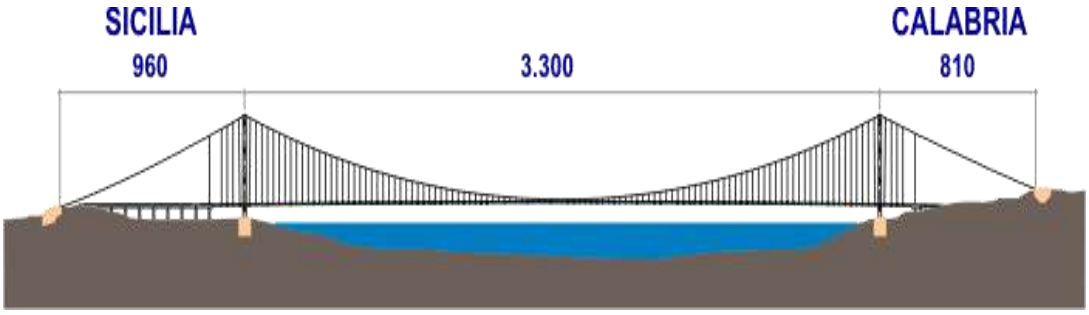


Figure N°34: Schéma du pont suspendu de détroit de messine [13].

Les travées peuvent être successives, tel est le cas du pont suspendu du Minami Bisan-Seto au Japon composé de 3 travées dont la travée centrale est de 1 100m (photo N°42) [11].

Photo N°42 : Pont suspendu du Minami Bisan-Seto, Japon.
Trois travées suscessives [12].

- ✓ Lorsque les suspentes sont inclinées, le pont suspendu à trame triangulaire devient rigide (Figure 36) [8]. Ce type de pont n'est plus conseillé pour les ponts suspendus routiers ou ponts rails (charges lourdes) mais pour des passerelles à cause de la présence des problèmes de fatigue.

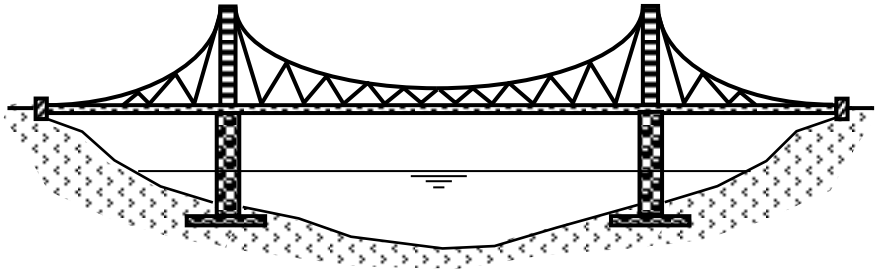


Figure N°35 : Schéma d'un pont suspendu à trame triangulaire.

En effet, les ponts suspendus sont très sensibles aux actions dynamiques telles que le vent et le séisme. Le plus célèbre des ponts détruit sous l'action des vents est celui du Tacoma aux USA (1940, photo N°43).

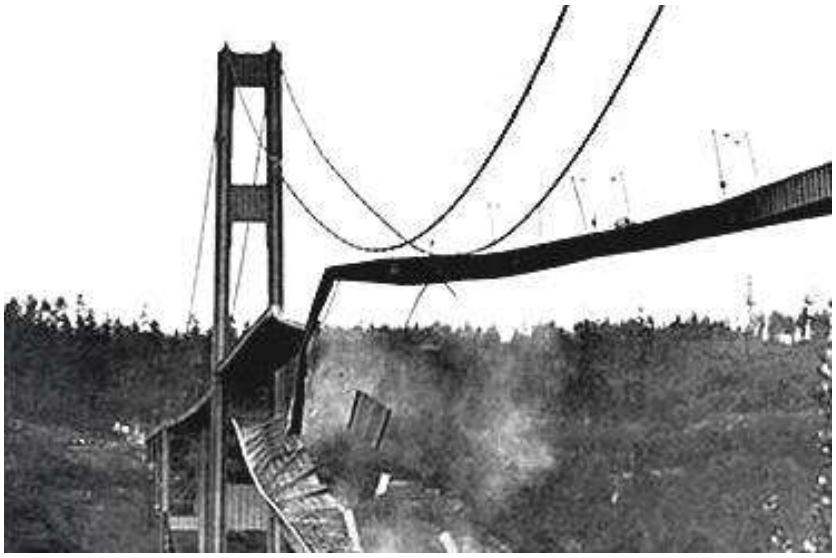


Photo N°43: Destruction du pont de Tacoma sous l'effet de vent,
après sa mise en service [15].

→ Ponts à haubans.

De nos jours, ces ponts connaissent de plus en plus de succès, grâce aux avantages qu'ils présentent par rapport aux suspendus :

- Les ponts à haubans sont « auto-équilibrés » donc plus stable au vent.
- plus économiques
- plus faciles à l'entretien.

On distingue principalement quatre types des ponts à haubans, selon la disposition longitudinale: les ponts à haubans parallèles (forme en harpe), les ponts à haubans à trames triangulaires (forme en éventails), les ponts à haubans en semi-harpe et les pont à haubans asymétriques [17].

- ✓ Ponts à haubans de forme « harpe », à haubans parallèles. Cette conception n'est pas optimale au point de vue statique et économique. Par contre, ces ponts sont très esthétiques.

- ✓ Ponts à haubans de forme « éventail », présentant plus d'avantages que le premier type. Parmi ces avantages de la forme éventail par rapport à la forme harpe, on site :
  - Longueur (et par conséquent poids) des haubans inférieurs.
  - L'effort horizontal introduit par les câbles est inférieur.
  - La flexion longitudinale des pylônes demeure plus modérée.
  - Plus de stabilité.

- ✓ Pont à haubans en semi-parallèle (semi-harpe), présentant les avantages des deux types.

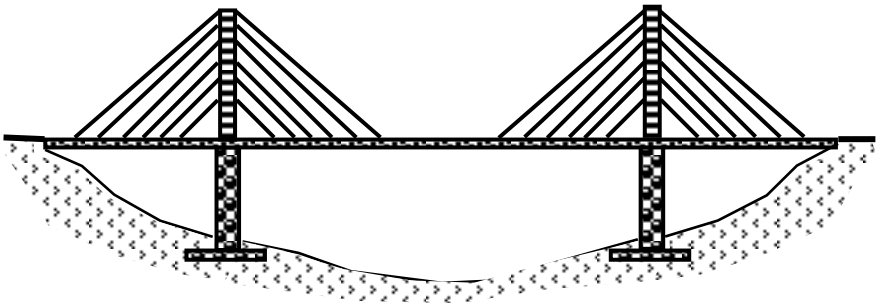


Figure N°36 : Schéma d'un pont à haubans en « harpe ».

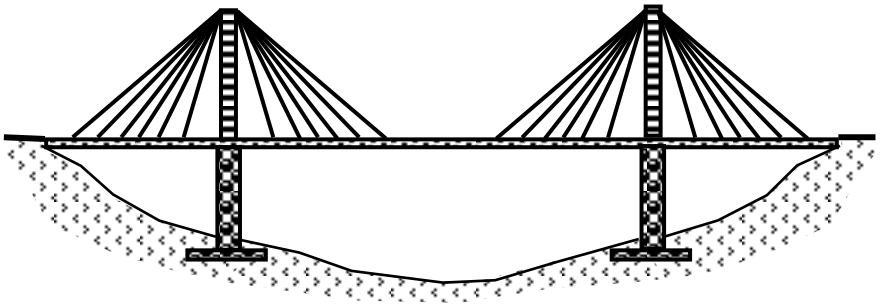


Figure N°37 : Schéma d'un pont à haubans en « éventail ».

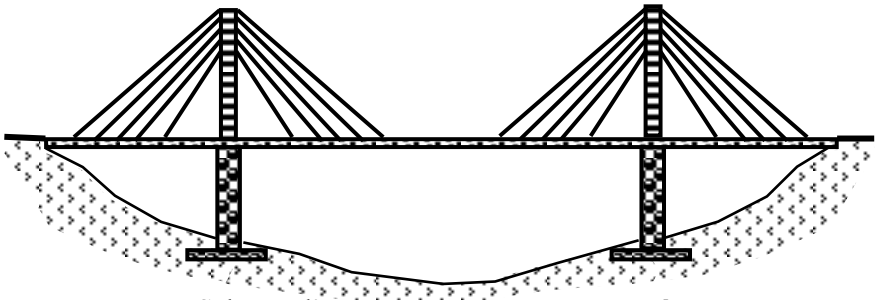


Figure N°38 : Schéma d'un pont à haubans en « semi-harpe ».

De nos jours, le pont le plus long Pont à haubans dans le monde est celui de l'ile Roussky, à Vladivostok en Russie, achevé en 2012 (photo N°44). Sa portée principale est de 1 104 m.

Photo N°44 : Pont de l'ile Roussky (Russie), le plus long pont à haubans dans le monde.

Le 2ème pont à hauban le plus long dans le monde est celui de Sutong (Chine), achevé en 2008. Sa portée principale est de 1088 m avec une longueur totale de 8 146 m. (Photo N°36). En troisième lieu, c'est le pont de Pont de Stonecutters sur le canal de Rambler à Hong Kong, achevé en 2009. Il présente une longueur de la travée centrale de 1018 m. En 4ème lieu c'est le pont de Pont d'Edong, Hubei, Chine, achevé en 2009, de longueur de 926 m pour la portée principale.

En cinquième lieu c'est le pont de Tatara au Japon (photo N°46) construit en 1999 [18]. Ce pont, de type semi-harpe, présente une portée centrale de 890 m et une longueur totale de 1480 m (Fig. N°39) [11]. Notons que le pont de Normandie en France, construit en 1995, vient dans la 6ème position de portée centrale de 856 m pour une longueur totale de 2113 m. Ce pont est aussi de type semi-harpe (photo N°47) [19].

Photo N°45 : Pont de Sutong (Chine), le 2ème pont à haubans le plus long dans le monde.

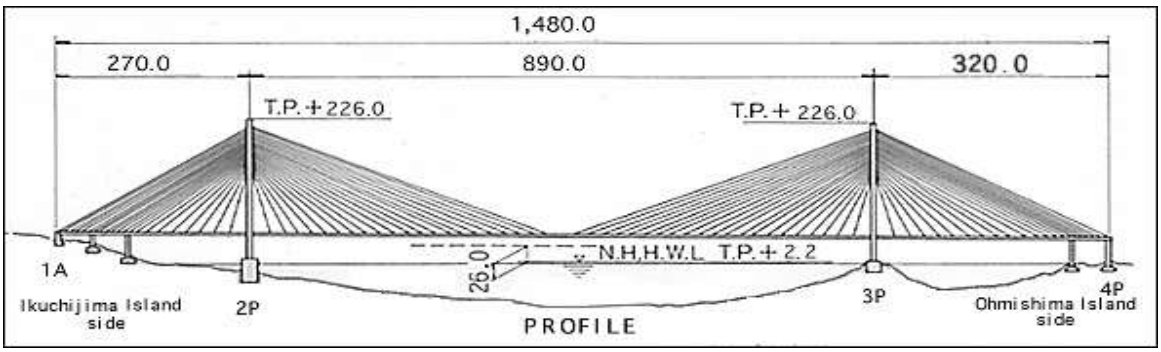


Figure N°39 : Schéma longitudinal du pont de Tatara (en semi-harpe), Longueur de la travée centrale de 890 m [18].

Photo N°46 : Pont de Tatara (Japon) , le plus long pont à haubans dans le monde, construit en 1999.[18]

Photo N°47 : Pont de Normandie, en France, construit en 1995[19].

2-8- Suivant leur procédé de construction

→ Ponts construits sur échafaudages au sol.

Ce procédé est surtout employé pour la construction des ponts dalles et des portiques (Photo N°41).

Photo N°48 : Pont dalle de l'aéroport de Carthage (Tunis) coulé sur échafaudage au sol, Ouvrage construit par la Somatra en 1987.

→ Ponts à poutres préfabriquées. Les poutres sont préfabriquées sur chantier puis elles peuvent être posées

- ✓ Soir par des grues (pour les poutres en béton armé ou pour les poutres en béton précontraint de longueur modéré (< 30 m)). Exemple : Pont à poutres préfabriquées en béton armé de la déviation Hammamet sur la RN1 en Tunisie (photo N° 49).

Photo N°49 : Mise en place d'une poutre préfabriquée sur le pont à poutres de la déviation de Hammamet nord sur la RN1, ouvrage construit par « Afrique travaux » en 1998.

- ✓ Soit par des lanceurs de poutres (photo N°50) (pour les poutres précontraintes de portées importantes (L≥ à 30 m)).

Photo N°50 : Mise en place à l'aide du lanceur des poutres précontraintes préfabriquées constituant le tablier du pont sur la Medjerdah sous l'Autoroute A3, ouvrage construit par Eurafricaine Bredero en 2005.

→ Ponts poussés, ce procédé n'a pas encore été employé en Tunisie. Par contre, ce procédé a été beaucoup employé dans les ponts-rails de la SNCF en France.

→ Ponts construits sur cintres autoporteurs et autolanceurs. Ce procédé a été employé lors de la construction du viaduc de l'Avenue de la République à Tunis en 1987 (photo N°51).

Photo N°51 : Viaduc de l'Avenue de la république à Tunis construit par cintre autoporteur, construit en 1987.

→ Ponts construits par encorbellement successifs.

Exemple : Le pont à hauban de Radès-La Goulette a été construit par encorbellement successif par des voussoirs construit sur place (photo N°52).

.

Photo N°52 : Pont Radès-la-Goulette, construit par encorbellement successif.

→ Autres procédés, tels que la mise en place par rotation et la construction à l'avancement par haubanage provisoire.

2-9- Ponts Types du SETRA (CEREMA)

2-9-1- Introduction.

Les ponts types du SETRA (**S**ervice d'**E**tudess **T**echniques des **R**outes et **A**utoroutes, faisant partie du Ministère des Transports en France) sont apparus vers les années 1960 [20], lorsque le programme français s'est accéléré (analogue à cette période en Tunisie). Les Ingénieurs de l'époque se trouvent confrontés au problème de construction de plusieurs centaines de ponts pour chaque année. Grâce à l'accroissement des performances des ordinateurs, le problème a été abordé en analysant les différentes parties d'un pont et en développant, pour chacune d'entre elles, une méthodologie d'étude associée à des programmes de calcul et de dessins automatiques. Ceci a conduit à l'élaboration des dossiers pilotes d'éléments standardisées qui, par leur combinaison, permettent de projeter un ouvrage d'art dans sa totalité, depuis les fondations jusqu'aux superstructures. En Tunisie, on utilise assez souvent ces dossiers et ses programmes correspondants.

Depuis 2013, le SETRA, renommé par la Direction Technique Infrastructures de Transport et Matériaux (DTecITM), et qui fait partie du **CEREMA** (Centre d'Etudes et d'expertises sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement). Mais les anciens documents restent au nom du SETRA alors que les nouveaux documents sont publiés pr le CEREMA.

2-9-2- Contenu et mode d'emploi des dossiers

Chaque dossier pilote constitue un guide détaillé et aussi complet que possible pour l'étude d'un projet de pont du type considéré. La composition génrale d'un dossier pilopte est la suivante :

a) Pièces pilotes ; Elles sont constituées par :
   - ✓ Une notice générale décrivant la structure, ses caractéristiques, son domaine d'emplpoi et les grandes lignes du programme du calcul automatique
   - ✓ Des dessins pilotes décrivant la morphlogie de l'ouvrage
   - ✓ Des indications sur le dimensionnement, les calculs complémentaires, les dispositions constructives, les cas particuliers d'utilisation, etc.

b) Calcul automatique ; Il comporte :
   - ✓ Une note de présentation de programme
   - ✓ Le bordereau des données
   - ✓ Une note de calcul commentée
   - ✓ La méhode de calcul utilisée.

c) Modèle d'application ; Il facilite la compréhension et l'emploi du dossier.

d) Pièces complémentaires éventuelles ; leur but est d'étendre le domaine d'emploi des dossiers pilotes à des cas particuliers non traités par le programme de calcul automatique (biais important, courbure en plan)

Les opérations pour l'obtention d'un calcul automatique d'un ouvrage d'art chez le SETRA est la suivante :

- ➢ L'utilisateur, après s'être assuré que les caractéristiques de l'ouvrage projeté rentrent bien dans le cadre du programme de calcul automatique, remplit un bordereau des données conforme au modèle, et l'envoie ensuite au SETRA.
- ➢ Après réception par le SETRA, le bordereau est transmis au gestionnaire du dossier pilote, qui le vérifie et apporte les corrections nécessaires le cas échéant.
- ➢ Le calcul automatique est alors exécuté et les résultats transmis au gestionnaire, qui en fait une vérification de vraisemblance.
- ➢ La note de calcul est ensuite expédiée à l'utilisateur.

Remarques :

→ Des nouvelles versions de ces programmes sont disponibles pour les calculs aux règlements du BAEL.

→ Les résultats peuvent être envoyés via internet (E-mail) pour une lecture provisoire des résultats.

2-9-3- Liste des dossiers pilotes usuels.

2-9-3-1- Dossiers pilotes principaux

- ➢ **PI-CF*** 67 : **P**assage **I**nférieur en **C**adre **F**ermé. (Figure 40).

Les PICF sont présentés dans la figure 40 et la photo N°53

Figure N°40 : PI-CF.

Photo N°53 : Pont Cadre PI-CF sous la RN3 derrière Mhamdia, Tunisie.

- **PI-PO*** 74 : **P**assage **I**nférieur en **P**ortique **O**uvert.

  Les PIPO sont présentés dans la figure 41 et la photo N°54.

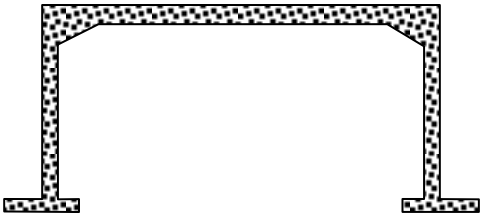


Figure N°41 : PI-PO.

Photo N°54 un PI-PO sous la Pénétrante sud à Tunis.

- **POD*** 74 : **P**ortique **O**uvert **D**ouble.

  Les POD sont présentés dans la figure 42 et la photo N°55.

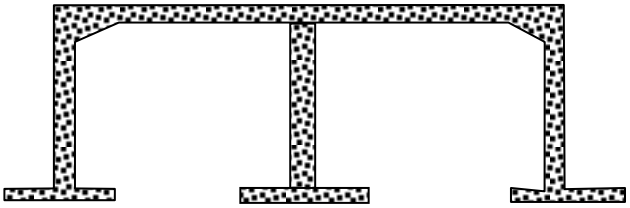


Figure N°42 : POD.

Photo N°55 un POD sur l'autoroute Tunis-Hammamet

* Les plus employés en Tunisie.

- **PS-BQ** 67 : **P**asage **S**upérieur à **B**é**Q**uille.

  De nos jours, il n'esxiste pas encore des BS-BQ en Tunisie. (Figure 43)

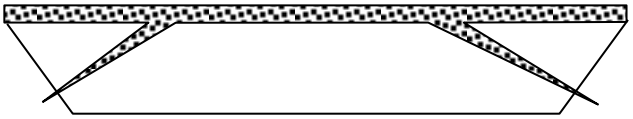


Figure N°43: PS-BQ

- **PSI-DA*** 68 : **P**asage **S**upérieur ou **I**nférieur en **D**alle **A**rmée.

  Les PSI*DA sont présentés dans la figure 44 et la photo N°56.

Figure N°44 : PSI-DA

Photo N°56 : Pont dalle en BA sur l'Autoroute A1.

- **PSI-DP** 69 : **P**asage **S**upérieur ou **I**nférieur en **D**alle **P**récontrainte.

  Les PSI-DP sont présentés dans la figure 45 et la photo N°57

Figure N°45 : PSI-DP

Photo N°57 : Pont dalle en BP sur la route X (Echnageur RasTabia).

- **PSI-DE** 67 : **P**asage **S**upérieur ou **I**nférieur en **D**alle **E**légie.

  De nos jours, il n'esxiste pas encore des PSI-DE en Tunisie. (Figure 46)

Figure N°46 : PSI-DE

- **PSI-DN** 81 : **P**asage **S**upérieur ou **I**nférieur en **D**alle **N**ervurée. (photo N°21)

  Les PSI-DN sont présentés dans la figure 47 et la photo N°58

Figure N°47 : PSI-DN

Photo N°58 : Pont dalle en PSI-DN à Bab Alioua, Tunis (Echnageur Avenue de Carthage).

- **PSI-BA** 77 : **P**asage **S**upérieur ou **I**nférieur à poutres en **B**éton **A**rmé. Dans ce cas le tablier peut être continue.

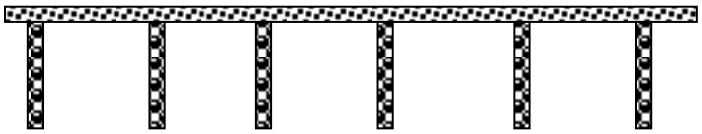


Figure N°48 : PSI-BA

- **TI-BA*** 77 : Travée Indépendantes à poutres en béton Armé

  Les TI-BA sont présentés dans la figure 49 et la photo N°59

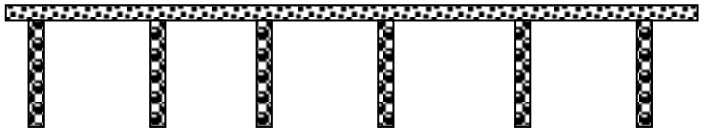


Figure N°49 : TI-BA

Photo N°59 : Pont à poutres TI-BA sur Oued Chiba à Mahdia.

* Les plus employés en Tunisie.

- **VI-PP*** 67 : **V**iaduc à travées **I**ndépendantes à **P**outres **P**récontraintes.
  Les VI-PP sont présentés dans la figure 50 et la photo N°60

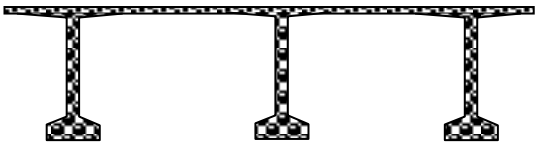


Figure N°50 : VI-PP

Photo N°60 : Pont à poutres en BP VIPP sur Oued Zeroud à Hajeb Layoun (Kairouan).

- **PS-GR** 71: **P**assage **S**outerrain à **G**abarit **R**éduit. Figure N°51

Figure N°51 : PS-GR

- **PS-GN** 77: **P**assage **S**outerrain à **G**abarit **N**ormal. Figure N°52

Figure N°52 : PS-GN

- **PR-AD** 73: **P**outres **PR**écontraintes par **AD**hérence.

Un exemple de PRAD est présenté dans la figure 53 et la photo N°61

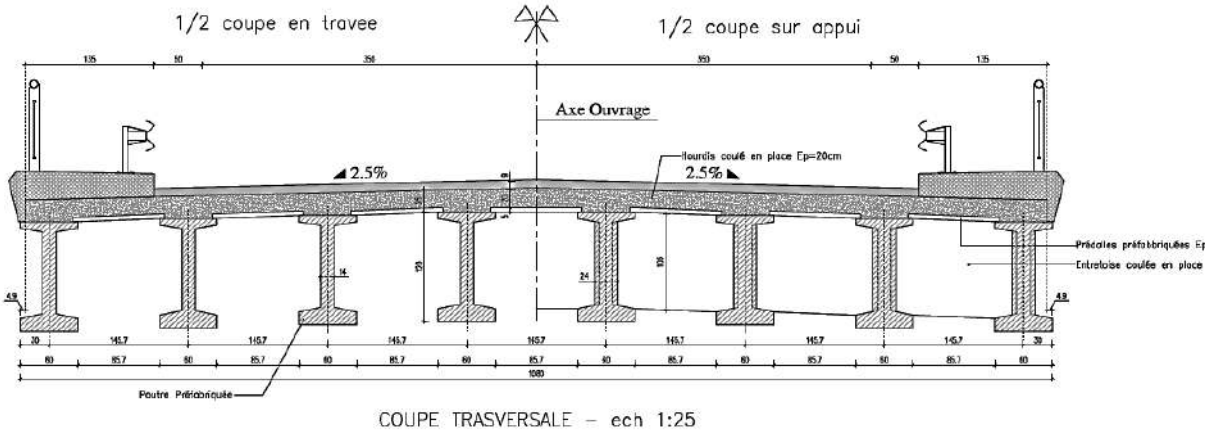


Figure N°53 : Section transversale d'un PRAD.

Photo N°61 : Pont à poutres en BP PRAD, lors du lancement sur la chaussée romaine Djerba Zarzis (Aout 2023).

- **PSI-OM** 87 : **P**assage **S**upérieur ou **I**nférieur en **O**ssature **M**ixte ; remplacé par le programme OMC : Ossature mixte, Calcul aux états limites.

  Un exemple de PSI-OM est présenté dans la figure 54 et la photo N°62

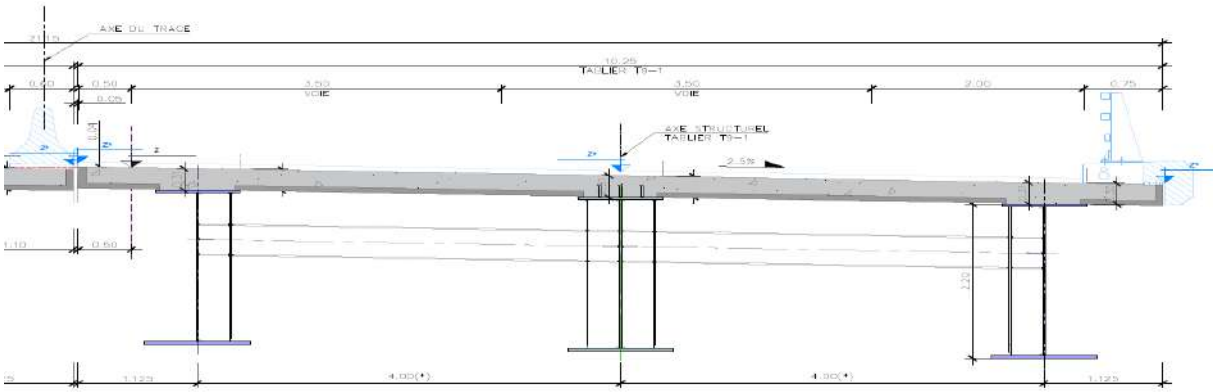


Figure N°54 : Exemple d'une section transversale d'un PSI-OM au Lac de Tunis..

Photo N°62 : Pont mixte PSI-OM au lac de Tunis.(2022).

- **MCP** 70: Ponts dalles à inertie variable en Béton Précontraint

- **MRB-BP** 78 : Ponts dalles biaises en BA ou en BP ; **M**éthodes de **R**éflexions **B**iharmoniques.

- **ODE** 77 : **O**uvrages **D**ivers et **E**largissements.

2-9-3-2- Dossiers pilotes complémentaires

- **FOND** 72 : **FOND**ations courantes d'ouvrages d'art.

- **MUR** 73 : Ouvrages de soutènements.

- **CT** : **C**ulée **T**ypes.
- **PP** 73 : **P**iles et **P**alées.
- **JADE** : **J**oints de Chaussée, **A**ppareils d'appui et **D**alle de Transition.
- **STER** 81 : **S**urface, **E**tanchéité et couches de **R**oulement des tabliers d'OA.
- **GC** 77 : Garde Corps, Glissières, Corniches et Grilles.

2-9-4- Emploi des ponts type SETRA en Tunisie.

Les ponts types SETRA les plus employés en Tunisie sont (par ordre d'importance) :

1- **TIBA** : calculé en Tunisie.

2-**VIPP** : tablier calculé au CEREMA, parce que souvent le VIPP présente des calculs compliqués au niveau de calcul des pertes de précontraintes. Mais récemment le CEREMA a publié une note que ces ouvrages de VIPP ne sont plus calculés au CEREMA !!!

3- **PSI-DA** : le tablier est souvent calculé au CEREMA vue que souvent ce tablier est continue.

4- **PSI-DP** : le tablier est aussi calculé au CEREMA vue que souvent ce tablier est continue, en plus à cause de calcul de la précontrainte.

3- **PIPO** : Calculé au CEREMA, parce que le portique est un système hyperstatique. Certains PIPO sont calculés en Tunisie par des logiciels à base d'éléments finis tel que Robot.

4- **POD** : Calculé au CEREMA pour les mêmes raisons que le PIPO.

Enfin, il est à noter que le pont route le plus long dans le monde est le la Burapha Withi Expressway au Thaïlande de longueur 54 km, construit en 2000. Alors que le pont rail le plus long dans le monde est le pont de Danyand-Kunschan grande bridge de beijing-Shanghai Railway de longueur totale de 164,8 km, construit en 2010 [22].

Références relatives au Chapitre 2

[1] Site Internet: « http://paerso.club-internet.fr/btredez/Voyages /VoyAfS.htm ».

[2] Site Internet : https://fr.m.wikipedia.org/wiki/Fichier:Wood_bridge_Montmorency.jpg

[3] A. Gafsi-Slama, « Kantarat Binzart : Un pont sur la Medjerdah » Journal la Presse de Tunisie, 11-2-2001.

[4] Ministère de l'Equipement et de l'Habitat, « Etat des Ouvrages d'Art par Portée et par Nature du Tablier », Communication personnelle, Jan. 2008.

[5] G. Grattesat, « Ponts de France », Presses de l'ENPC,1982.

[6] Association Française pour la Construction, « Le Savoir Faire Français en Matière d'Ouvrages d'Art », ISTED, Paris, 1987.

[7] F. Legeron et Y. Yasukawa, « Les Ponts au Japon », Bulletin de Liaison du SETRA, N°35,pp.29-38, Août 2000.

[8] J. Schlaich, « Les Structures légères », les Annales de l'ITBTP, N°479, Déc 1989, pp 1-43.

[9] J.A. Ochsendorf et D.P. Billington, « Self-Anchored Suspension Bridges », Journal of Bridge Engineering, Août 1999, pp. 151-156.

[10] Site Internet: « www.hsba.go.jp/bridge/e-hakata.htm ».

[11] Site Internet: « www.hsba.go.jp/bridge/e-akashi.htm ».

[12] Site Internet : « www.humberbridge.co.uk. ».

[13] Site Internet: « www.strettodimessina.it ».

[14] Site Internet: « www.hsba.go.jp/bridge/e-minami.htm ».

[15] Site Internet : « www.structurae.de/fr/structures/data/str00074.php » ou le site internet: « www.civeng.carleton.ca/Exhibits/Tacoma_Narrows/DSmith/photos.html. »

[16] Site Internet: « www.struct.kth.se/people/raid/sned.htm ».

[17] R. Walther et al., « Ponts Haubanés », Presses Polytechniques Romandes, Suisse, 1985.

[18] Site Internet: « www.hsba.go.jp/bridge/e-tatara.htm ».

[19] Site Internet: « www.struct.kth.se/people/raid/NORMANDY.JPG ».

[20] SETRA, « Les Ponts Types du SETRA », Ministère des Transports en France, 1979 (Réimpression en 1985).

[21] https://www.nordic.ca/fr/projets/realisations/pont-foret-montmorency

[22] https://en.wikipedia.org/wiki/List_of_longest_bridges

Chapitre 3

DONNEES NECESSAIRES POUR UN PROJET DE PONT

3-1 Données naturelles.	p 60
3-2 Données fonctionnelles.	p 63

Pour étudier un pont, certaines données sont nécessaires. On peut distinguer les données naturelles (liées à la nature environnante de l'ouvrage) et les données fonctionnelles (pour assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage).

3-1 Données naturelles.

3-1-1- Données topographiques.

Ces données sont présentées sur un plan côté (avec côte de référence) et qui traduit un relevé précis des points topographiques. Ce plan topographique, travaillé en général sur support informatique (tel que Autocad), est nécessaire pour la détermination d'un profil en long et d'un tracé en plan de l'ouvrage.

Dans le cas de remplacement d'un ancien pont sur un oued, il ne faut pas indiquer les côtes sur l'ancien ouvrage mais sous l'ouvrage (puisqu'on a besoin de la topographie du lit de l'oued et non pas de celle de l'ouvrage à remplacer). Sur le plan topographique, on indique aussi le contenu des partiels riverains, tel que les bâtiments, les arbres, et les lignes apparentes des réseaux (électricité, téléphone). De plus, il est recommandé d'indiquer les aires disponibles pour l'installation du chantier, stockage des matériaux et aire de préfabrication éventuelle.

3-1-2- Données géotechniques.

Ces données Influent sur le choix des fondations et sur la conception de l'ouvrage (isostatique ou hyperstatique). Ces données sont généralement fournies d'après des sondages pressiométriques et carottiers (échantillons intacts, échantillons remaniés). Sur ces derniers le niveau de la nappe doit être indiqué. L'emplacement de ces sondages doit être fourni et généralement on le retrouve sur le plan topographique. La granulométrie du sol est aussi nécessaire en cas d'un pont sur un oued. Cette donnée est nécessaire pour l'étude hydraulique et pour l'étude des affouillements.

Mais, principalement, ces données géotechniques sont nécessaires pour choisir le mode de fondations (superficielles ou profondes), le niveau à atteindre et la capacité portante des fondations. Parler de la granulométrie.

3-1-3- Données hydrauliques.

Pour pouvoir caler un pont sur un oued, il est nécessaire de connaître le niveau des Plus Haute Eaux Connues, PHEC, ou assez souvent noté sous le nom des PHE (Plus Hautes Eaux). Afin de

trouver ce niveau, des données hydrologiques sont nécessaire : soit, on peut se baser sur le niveau de la plus grande crue observée à travers l'historique de l'oued, soit, on peut se baser sur des formules semi-empiriques basées elles-mêmes sur des données statistiques de la pluviométrie enregistré pour l'oued. Ces données sont souvent disponibles aux services compétents tels qu'en Tunisie, la Direction des Ressources en Eaux (DRE) et les services météos. Cette étude hydrologique et hydraulique nécessite aussi des connaissances de lit de l'oued tel que l'existence ou non de la végétation, la forme du lit (berge, talus) et la granulométrie du lit de l'oued.

Concernant un ouvrage sur les eaux navigables, il est nécessaire de connaître le niveau des Plus Hautes Eaux Navigables (PHEN) pour savoir le gabarit nécessaire pour un pont. Ce niveau est souvent connu par les services de navigation (tel que les services d'un port).

Un pont sur un cours d'eau est souvent le sujet d'affouillement, notamment au moment des crues et surtout si le sol constituant le lit est un sol non-cohésif tel que le sable. Dans ce cas pour déterminer le niveau d'affouillement, certains paramètres du site sont nécessaires tel que la largeur du lit, la compacité du sol (rapport module pressiométrique E du sol et la pression limite P*l* du sol) et la granulométrie du lit.

3-1-4- Actions d'origine naturelle.

3-1-4-1-Température

L'effet de la température est pris en compte en tant que dilatation ou raccourcissement longitudinale. C'est pourquoi, on place des joints de chaussée qui couvrent les joints des dilations qu'on observe assez souvent sur les ponts. L'effet du gradient thermique à travers l'épaisseur est négligé (souvent l'épaisseur et notamment pour les ouvrages courants permet la non considération du changement de température entre l'intrados et l'extrados d'un pont).

A défaut des normes tunisiennes, nous adoptons les normes françaises pour les régions du sud en France. Ces normes donnent les déformations ε_t, de la manière suivante :

- Déformation de température de longue durée : $\varepsilon_{tLD} = 4.10^{-4}$.
- Déformation de température de courte durée : $\varepsilon_{tCD} = 3.10^{-4}$.

Ainsi, les déplacements longitudinales de longue durée, u_{tLD}, et ceux de courte durée, u_{tCD}, d'une travée de longueur L, est tel que :

$u_{tLD} = \varepsilon_{tLD} . L$

$u_{tCD} = \varepsilon_{tCD} . L$

3-1-4-2-Eaux

En plus de la pression hydrostatique exercée par l'eau, une pression hydrodynamique peut avoir lieu si la vitesse de l'eau est assez importante. Pour les ouvrages courants sur les oueds, ces effets ne sont pas pris en compte.

Mais, les eaux ont un effet néfaste autour des piles des ponts puisqu'ils contribuent à l'affouillement. C'est pourquoi pour se protéger contre les affouillements, on utilise couramment des enrochements autour des appuis.

Les eaux agressives (eau de mer, eaux chargées par des sulfates) ont un effet chimique sur le béton. Une analyse chimique des eaux de franchissement (oued ou canal) est souvent demandée pour déterminer la nature agressive des eaux. En Tunisie, pour les ouvrages à côté du littoral, on remarque parfois l'arrivée de l'eau de mer par marées hautes qui arrivent de la mer à la terre via le lit de l'oued. C'est pourquoi, il faut protéger les piles contre la corrosion. Cette protection est généralement prise dès l'exécution en choisissant un ciment de type HRS (Haute Résistance aux Sulfates) et un enrobage minimum de 5 cm.

3-1-4-3-Vent

Nous ne tenons pas compte de l'effet du vent sur les ouvrages courants. Cet effet est surtout pris en compte pour les ouvrages à câbles (ponts suspendus et ponts à haubans) où l'effet dynamique est très prépondérant ou aussi pour les ponts à caisson. Dans certains cas de ce type d'ouvrages, un modèle réduit est testé dans des souffleries dans des laboratoires pour une étude dynamique d'un pont à câble.

3-1-4-4-Séismes

En Tunisie, les séismes sont rares. A part pour quelques régions (tel que la région de Gafsa), les ponts ne sont pas dimensionnées sous l'effet séismiques. Par contre, certains ouvrages sont pourvus d'une protection contre un déplacement transversal et ceci à travers une butée anti-sismique [1,2] tel que pour le viaduc de l'avenue de la république (photo 1) et pour le pont de Radès-La Goulette à Tunis. Cette butée, sortant du tablier empêche un déplacement horizontal par une contre-butée sortant de l'appui.

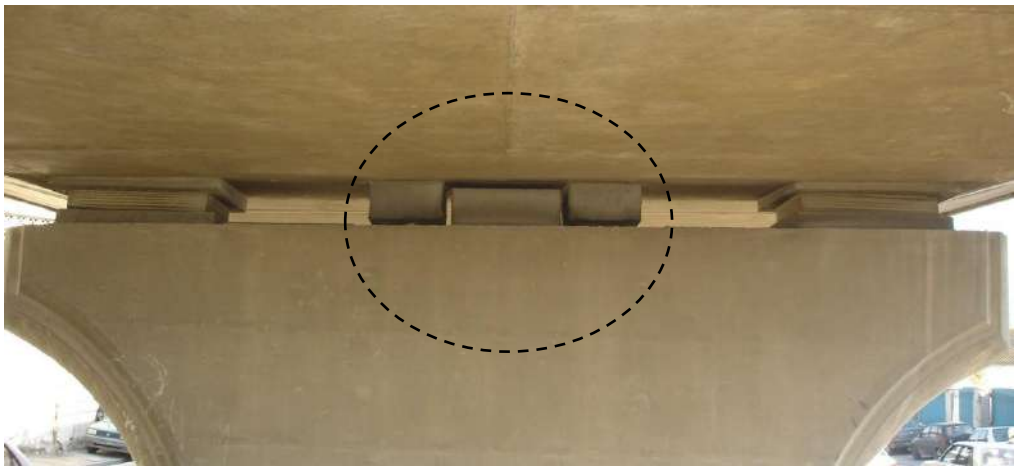


Photo N°1 : Butée contre déplacement latéral, employé sous une le tablier de la dalle du viaduc de l'avenue de la république à Tunis.

Photo N°2 : Dispositif de butée employé dans le pont Radès-La Goulette à Tunis.

3-2 Données fonctionnelles.

3-2-1- Données relatives à la voie portée.

Les données relatives à la voie portée sont le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

3-2-1-1-Recommandations pour le tracé en plan.

Dans la mesure du possible il est recommandé d'éviter les tracés en plan qui conduisent à des ouvrages mécaniquement très biais (angle < 70 gr) ou très courbes. Malgré que, de nos jours, ce type de conception puisse mieux être apprécié par le calcul (via des modélisations numériques), le mode de construction devient plus contraignant que celui des ponts droits. Il est à noter que pour ce type de structure, des problèmes de torsion apparaissent au niveau du tablier.

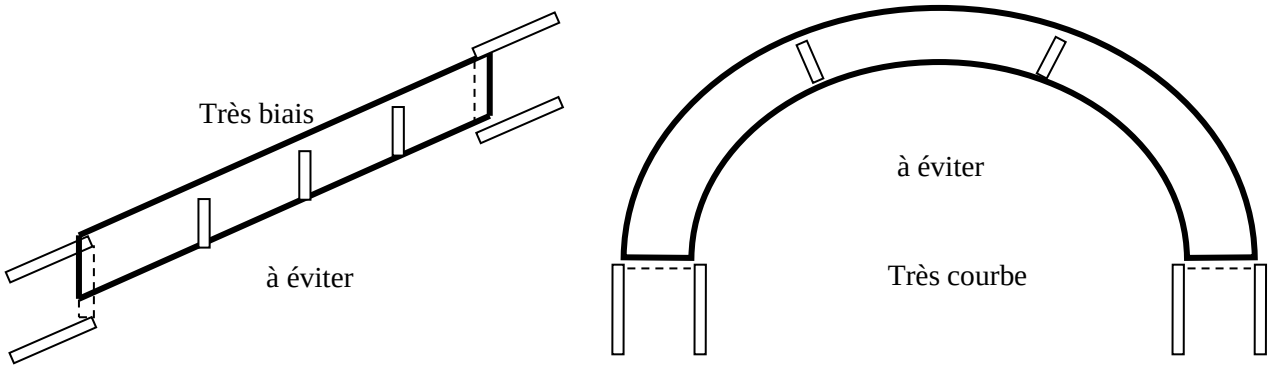


Figure 1 : Disposition à éviter pour les tracées en plan [3].

3-2-1-2-Recommandations pour le profil en long.

Il convient d'éviter les ouvrages plats et horizontaux (architecture, écoulement des eaux), des points bas au milieu d'un pont et des discontinuités de courbure en traitant les variations du profil par raccordement clothoïdes.

Figure 2 : Dispositions à éviter pour les profils en long [3].

3-2-1-3-Recommandations pour le profil en travers.

Le profil en travers est fixé par des normes routières. Un certain nombre de textes normatifs délimitent les possibilités de choix en fonction du statut et de la nature de la voie portée ainsi que la vitesse de référence des véhicules qui l'emprunteront. Le profil en travers est globalement caractérisé par sa largeur utile (L.U.), compté entre nus des dispositifs de retenue extrêmes.

Les passages supérieurs de type 1 (PS1), prévus pour le réseau routier principal : les Routes Nationales (RN) et les Routes Régionales (RR) ou Locales (RL) importantes. Les PS1 ont une

chaussée de 8,00 m de largeur totale comprenant deux voies 3,50 m, deux surlargeurs de 0,50 m de part et d'autre (caniveaux de surface) et supporte deux trottoirs de 1,25 m de largeur chacun.

Les Passages supérieurs de type 2 (PS2), prévus sur les routes moyennes et faible importance ou sur les pistes principales. Les PS2 ont une chaussée de 7,00 m de largeur totale comprenant deux voies 3,00 m, deux surlargeurs de 0,50 m de part et d'autre (caniveaux de surface) et supporte deux trottoirs de 0,75 m de largeur chacun.

Les Passages supérieurs de type 3 (PS3), prévus sur les pistes secondaires d'intérêt local ou les chemins ruraux. Les PS3 ont une chaussée de 4,50 m de largeur totale comprenant une voie 4,00 m, deux surlargeurs de 0,25 m de part et d'autre (fils d'eau) et supporte deux trottoirs de 0,75 m de largeur chacun.

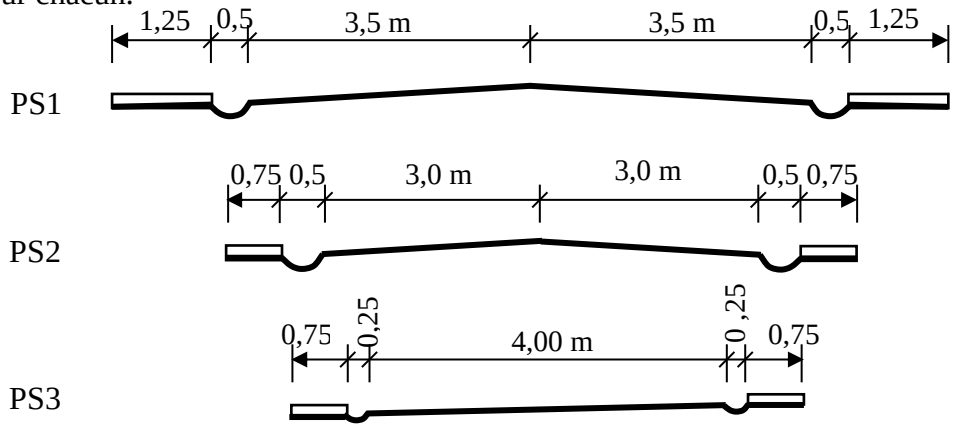


Figure 3 : Profil en travers type sur ouvrages.

3-2-2- Données relatives à l'obstacle franchi.

Les données relatives à l'obstacle franchi sont le gabarit et l'ouverture d'un pont.

Définition du gabarit : C'est la hauteur minimale à dégager au-dessus de la voie franchie, mesurée perpendiculairement à cette voie (figure N°1).

Définition de l'ouverture : C'est la largeur utile droite comptée entre nus intérieurs des appuis de l'ouvrage qui l'encadrent (figure N°2).

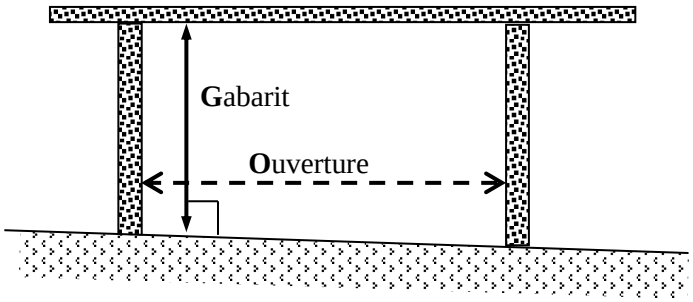


Figure 4: Gabarit et Ouverture [3]

L'obstacle à franchir peut être une route, un rail ou un cours d'eau (oued ou voie maritime).

3-2-2-1-Cas d'un pont sur une route.

a) Gabarit
- ✓ Autoroutes (A): G_0 = 4.75 m.
- ✓ Routes Nationales (RN) : G_0 = 4.5 m.

✓ Autre routes (Routes Régionales «RR», Routes Locales «RL») G_0 = 4.3 m.

En plus de ce gabarit minimum, une revanche est nécessaire pour tenir compte d'un futur renforcement éventuel de la chaussée de la voie franchie ou d'un éventuel tassement des appuis (de 10 à 20 cm).

$G = G_0 +$ (0.10 à 0.20 m)

Revanche

b) Ouverture

✓ Autoroutes.

Ouverture = L_{chs} + b

L_{chs} : Largeur de la Chaussée.
b est tel que : distance du nu d'un appui au bord le proche de la chaussée, présenté sur le Tableau N°1.

Tableau N°1: Données pour l'ouverture sur Autoroute [4].

Côté	b : distance du nu d'un appui au bord le plus proche de	
Droit	La BAU	≥ 0,50 m
	La chaussée (si pas de BAU)	2,00 m
Gauche	La BDG	≥ 0,50 m

- Routes en rase campagne

Ouverture = L_{chs} + { ba (bande d'arrêt) / bc (bande cyclable) / b (ni ba ni bc) }

avec L_{chs} : Largeur de la chaussée

D'une part, on recommande les valeurs suivantes de L_{chs} pour les sections courantes, tel que présenté sur le Tableau N°2.

Tableau N°2 : Largeur de la chaussée, L_{chs}, en fonction de la Vitesse de référence [4].

Vitesse de réf.	Largeur de la chaussée, en m							
	2 x 3v	2 x 2v	4 voies		3 voies	2 voies		
40	2 x 10,5	2 x 7	14	12*	10,5	7	6**	5***
60	2 x 10,5	2 x 7	14	12*	10,5	7	6**	5***
80	2 x 10,5	2 x 7	14		10,5	7	6**	
100	2 x 10,5	2 x 7	14		10,5	7		
120	2 x 10,5	2 x 7						

* Exceptionnel ** pour T< 2000 vh/j *** pour T < 500 vh/j

En outre, les largeurs d'accotement qui représente la distance entre le bord de la chaussée et l'appui d'un pont sont tel que présenté sur la Figure N°5.

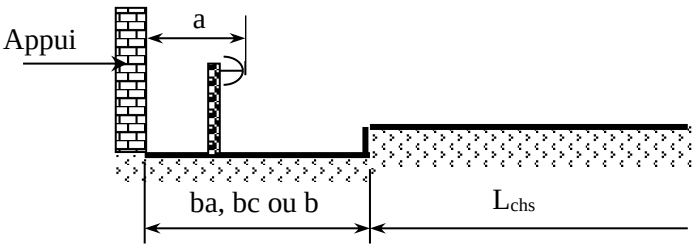


Figure N°5 : Distance entre un appui et la chaussée.

Dans le cas, où la route comporte une bande d'arrêt, il faut respecter les normes présentées dans le Tableau N°3 pour les routes.

Tableau N°3 : ba, bc et a en fonction du nombre de voies [4].

Nombre de voies	ba ou bc, en m	a, en m
2 x 3v 2 x 2v 4v	2,50	0,50
3v	2,25	0,25
2v	2,00	0,10

Dans l'absence d'une bande d'arrêt cyclable, on prend les distances suivantes, tel que présenté dans le Tableau N°4.

Tableau N°4 : b et a en fonction de la Vitesse de Référence [4].

Vr (km/h)	b (m)	a (m)
40 60	1,25*	0,50**
80 100 120	1,50	

*Except. 0,75 m **Except. 0,25 m

En outre, les passages inférieurs sur routes sont classés de la manière suivante :

Les Passages inférieurs de type 2 (PI2), prévus sur les routes moyennes et faible importance ou sur les pistes principales. Les PI2 ont une chaussée de 7,00 m et deux accotements de 2,00 m de large chacun. Les Passages inférieurs de type 3 (PI3), prévus sur les pistes secondaires d'intérêt local ou les chemins ruraux. Les PI3 ont une chaussée de 4,00 m et deux accotements de 0,50 m (voir Figure N°6).

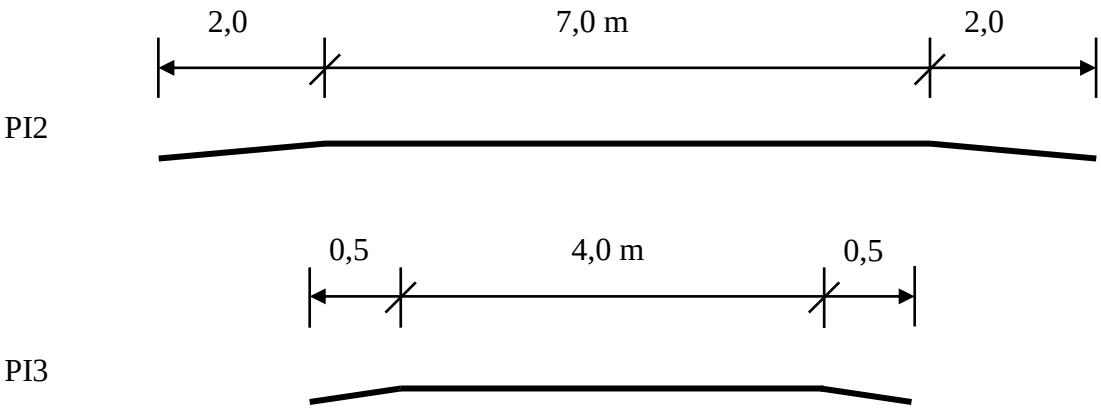


Figure 6 : Profil en travers sous ouvrages.

Ces données sont complétées par les informations suivantes pour les longueurs des travées de rive d'un pont continue, en vue de déterminer sa longueur totale (à voir plus tard dans le chapitre suivant).

La portée des travées de rive est 60% ($l_{rive} = 0{,}6\ l_{cent}$) de la portée de la travée adjacente (rapport le plus faible requis pour équilibrer les efforts dans les travées et éviter les soulèvements sur culées). Pour le cas des ouvrages en déblai prononcé, la portée de la travée de rive est 75% de la portée adjacente ($l_{rive} = 0{,}75\ l_{cent}$).

D'autre part, et dans le cas de gabarit insuffisant, il pourrait y avoir des chocs des véhicules sur l'intrados du tablier, tel que présenté sur la Photo N°3 et la Photo N°4

Photo N°3 : Choc d'un véhicule sur le tablier d'un pont. [5]

Photo N°4 : Poutre endommagée à cause d'un choc d'un camion sur l'Autoroute A1 Tunis-Sousse.

3-2-2-2-Cas de franchissement sur un chemin de fer.

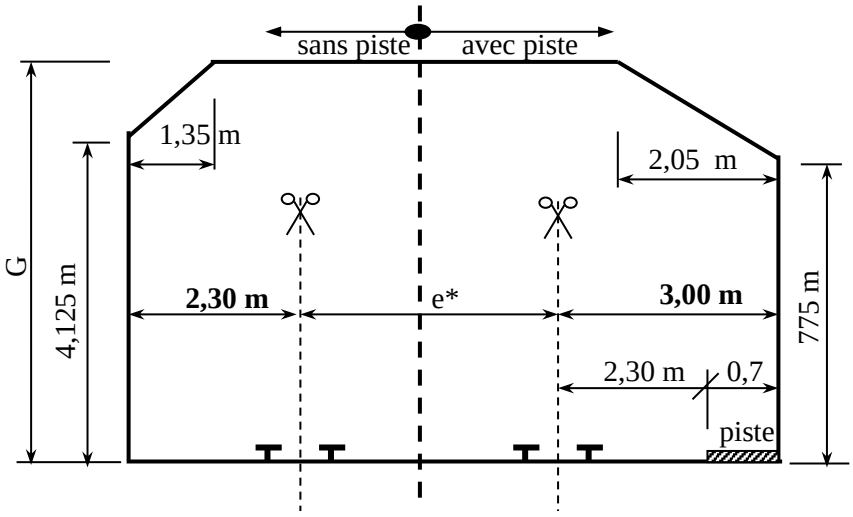
a) Gabarit : G

✓ Voie non électrifiée : G= 4,80 m.

✓ Voie électrifiée :
- Ligne 1,5 kV continue ; caténaire Cu : G=5,20 m.
- Ligne 1,5 kV continue, caténaire Al-Cu : G= 5, 30 m.
- Ligne 25 kV monophasé ; G= 4,95 à 5,46 m selon le caténaire.

Actuellement en Tunisie, la SNCFT exige un gabarit : **G = 6,00 m**, en vue d'électrifier ses lignes ferroviaires.

Pour plus de détail, se reporter à la figure N°7.



$$e^* = \begin{cases} 3{,}57\text{ m} & v = 120\text{ km/h} \\ 3{,}62\text{ m} & 120 < v < 160\text{ km/h} \\ 3{,}67\text{ m} & 160 < v < 200\text{ km/h} \end{cases}$$

Figure N°7: Ouverture d'un pont sur une voie ferrée avec ou sans piste.

b) Ouverture

- ✓ Sans piste : la distance minimale entre l'axe d'une voie et le nu d'un appui = 2,30 m.
- ✓ Avec piste : la distance minimale entre l'axe d'une voie et le nu d'un appui = 3,00 m.

Remarque 1: Pour les voies en courbe déversée de rayon ≥ 150 m avec un dévers d, l'ensemble des côtes figurants sur la figure N°3 reste valable à l 'exception de la valeur de e* qui est majorée en cas où elle se trouve situé côté rail bas, et qui devient :

e* = 2,30 + 2,2 d. d : dévers.

Remarque 2: Pour les ponts-routes ou ponts-rails.

Si pas d'arrêt de circulation lors de l'exécution d'un ouvrage coulé sur place, on ajoute l'épaisseur du coffrage et de l'étaiement horizontal tel que pour des portiques sur rail : Echangeur de Ksar- Saïd, le portique de la déviation de Hammamet (photo N°5) et les passages supérieurs sur rails de Hammam-Lif.

G= Gabarit initial + épaisseur du coffrage et de l'étaiement horizontal.

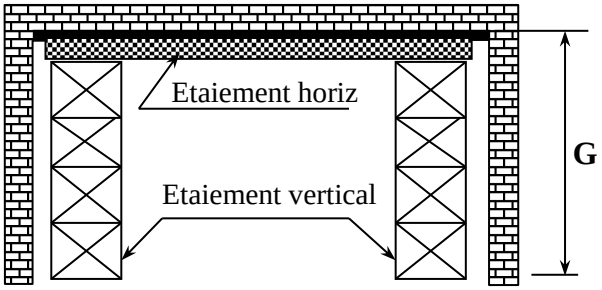


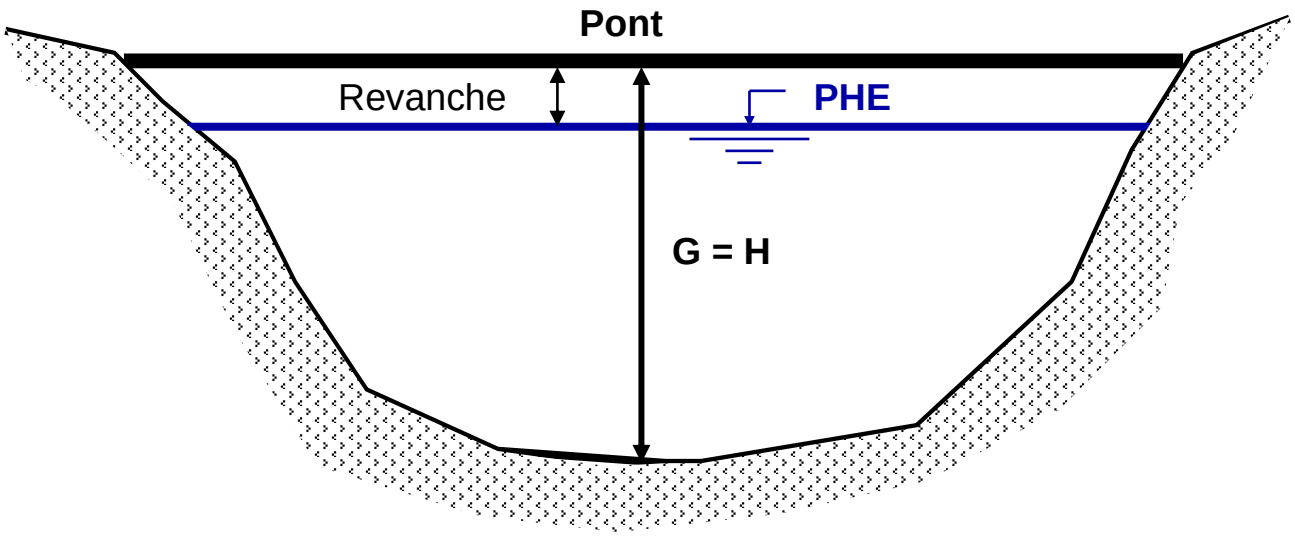
Figure N°8 : Gabarit dans le cas de coulage sur place sans arrêt de circulation.

Photo N°5 : Etaiement vertical et horizontal pour le passage des trains lors de l'exécution du portique de la déviation nord de Hammamet. (travaux par l'entreprise Châabane, 1999).

3-2-2-3-Cas de franchissement sur un oued.

a) Gabarit : (Calage d'un pont).

Plusieurs formules empiriques ont été proposées pour trouver les débits maximas. Les plus employés sont des formules locales telles que les formules de Kallel [6], Ghorbel [7] et Frigui [8] ou celle de Frankou-Rodier [7]. Une fois le débit hydrologique a été déterminé pour une période de retour donnée, couramment prise 100 ans pour les ponts, on détermine le débit hydraulique, c'est à dire, la quantité d'eau possible passant sous le pont. L'égalité de ces deux débits donne le niveau du Plus Haute Eaux (PHE). Ensuite, nous ajoutons une revanche (un tirant d'air) pour tenir compte du phénomène du remous, pour tenir les appareils d'appui hors d'eau et pour éviter que des troncs d'arbres ne heurtent le tablier en cas de crue. Souvent, cette revanche est de l'ordre de 1,5 à 2 m ou plus.



G = PHE + Revanche

Figure N°9 : détermination de la hauteur d'un pont dur un oued.

b) Ouverture :

Une fois la hauteur d'un pont sur oued est connue, sa longueur est déterminée d'après la topographie du lit de l'oued. Souvent, la longueur du pont est choisie d'après une multitude d'ouvertures. Tour d'abord, on évite de prendre un nombre pair de travée en vue d'éviter de mettre un appui (avec ses fondations au milieu de l'oued). Ceci, décrit l'ouverture et la longueur totale du pont.

Donc il est très important de déterminer la longueur totale du pont d'après la hauteur du pont H et d'après le relevé topographique du lit de l'oued.

3-2-3- Actions d'origines fonctionnelles

3-2-3-1- Chocs des véhicules contre les piles.

Le choc éventuel d'un véhicule sur une pile de pont est assimilé à une force horizontale appliquée à 1,5 m au-dessus du niveau de la chaussée (Figure N°10). Il est admis que cette force est soit frontale, soit latérale. Des valeurs préliminaires sont présentées pour les véhicules de poids lourds (P.L. de 15 à 19 t) par les règles du BAEL [9] (voir Tableau N°5). Il est nécessaire de concevoir une pile en voile qui résiste mieux au choc de véhicule sur une pile d'un pont (Photo N°6)

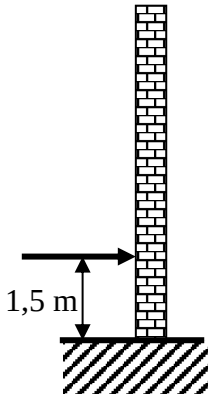


Figure N°10 : Choc de véhicule contre une pile d'un pont.

Tableau N°5 : Valeurs de choc de véhicule contre une pile d'un pont [3,9].

Vitesse du P.L., en km/h	Choc frontal, en kN	Choc latéral, en kN
90	1000	500
75	800	400
60	500	250

Photo N° 6 : Exemple d'un choc de véhicule sur une pile d'un pont en voile [10].

3-2-3-2- Chocs des bateaux contre les piles.

Ce problème, qui ne concerne qu'un franchissement des canaux ou des cours d'eau navigables, a été récemment étudié en détail par Calgaro [3]. Mais on ne présente que les dispositions réglementaires des charges (fascicule 61, titre II du CPC 71) et reprises dans les annexes du BAEL (Annexe D) [9] ou BPEL. Les Chocs de bateaux sont considérés comme des actions accidentelles et les justifications ne sont conduites qu'aux Etats-Limites-Ultimes, avec un cœfficient de pondération de 1,2. Le choc d'un bateau sur une pile de pont est assimilé à une force horizontale statique appliquée

au niveau du PHEN. Cette force est soit parallèle au sens du courant (choc frontal), soit perpendiculaire à celui-ci (choc latéral). Ces efforts ne sont concomitants dans une même combinaison. Ainsi, le règlement définit l'intensité d'efforts statiques égaux applicable en l'absence de systèmes protecteurs distincts de l'appui, tels que ducs d'Albe [3];

* Sur les voies navigables à grand gabarit (catégorie A)
  -choc frontal 8 000 kN
  -choc latéral 1 600 kN
* Sur les voies navigables à petit gabarit (catégorie B)
  -choc frontal 1 000 kN
  -choc latéral 200 kN

Les voies navigables à grand gabarit de catégorie A peuvent être empruntées par des bateaux de 1000 à 1500 tonnes de port en lourd (en général de longueur 85 à 90 m et de largeur 9,5 m) et par des convois poussées, dont les plus grandes peuvent porter 3000 à 4000 tonnes et sont constitués par un pousseur et deux barges de 76,5 m x 11,40 m. Le tirant d'eau est de l'ordre de 3 m. Le port en lourd est le poids maximal des marchandises que l'embarcation peut supporter.

Les voies navigables à petit gabarit de catégorie B peuvent être empruntées par des bateaux de 350 tonnes (38,5 x 5 m, tirant d'eau de 2,20 à 2,50 m)

La photo N°7 représente un cas de choc d'un bateau sur une pile d'un pont [11]. Pour éviter la destruction des piles dans tel cas, il vaut mieux choisir une pile de type caisson évidée.

Photo N° 7 : Cas d'un choc de bateau sur une pile d'un pont sur l'I-40 à Oklahoma (USA, 2002) [11].

Références relatives au Chapitre 3

[1] Association Française du Génie Parasismique « AFPS 92 : Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts », Ed. Presses de l'ENPC, 1995.

[2] SETRA et SNCF, « Ponts Courants en Zone Sismique : Guide de Conception », Ed. SETRA, 2000.

[3] J.A. Calgaro et M. Virlogeux, « Projet et Construction des Ponts : Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages Courants », Ed. Presses de l'ENPC, 1991.

[4] A. Freret, « Guide Pratique pour la Conception Géométrique des Routes et Autoroutes », Ed. Eyrolles, 1981.

[5] http://amazepicsvids.blogspot.com/2010/09/weird-truck-accident-in-china.html

[6] R. Kallel, « Evaluation des Débits des Crues Maximas en Tunisie », Direction des Ressources en Eau, Nov 1979.

[7] A. Ghorbel, « Guide Pratique des calculs Hydrauliques », Directions générales des Ressources en Eau, Juillet 1991.

[8] H.L. Frigui, « Formules Régionales d'Estimation des Débits Maximas de Projets en Tunisie », Direction des Ressources en Eau, Juin 1994.

[9] « BAEL 91 : Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé, Suivant la Méthode des États Limites », 3ème tirage, Ed. Eyrolles, 1994.

[10] https://www.lanouvellerepublique.fr/deux-sevres/un-camping-car-percute-la-pile-d-un-pont-sur-l-a10-un-mort

[11] M. Knott, M. Winters, "Ship and Barge Collisions with Bridges Over Navigable Waterways", PIANC-World Congress Panama City, Panama 2018. Pp. 1-16.

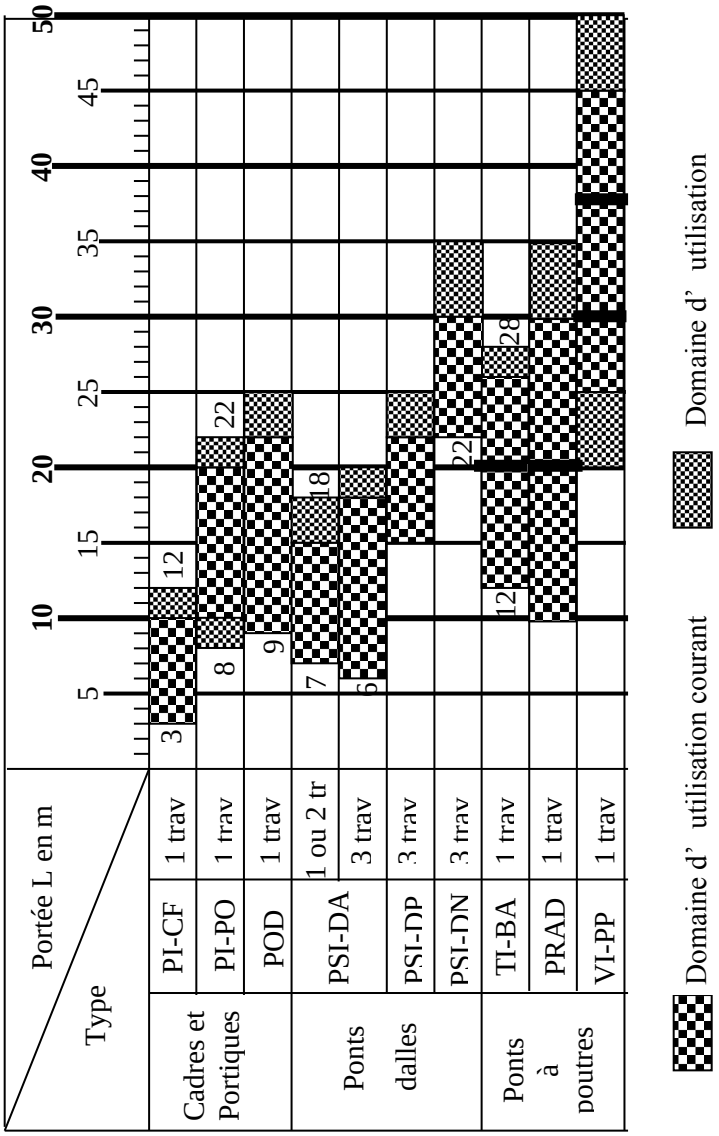
LA CONCEPTION DES OUVRAGES COURANTS EN BÉTON ARMÉ ET EN BÉTON PRÉCONTRAINT

4-1- Ponts courants en BA et en BP .

Dans ce chapitre, nous nous bornons à l'étude des ouvrages les plus couramment employées en béton armé ou en béton précontraint de petites et moyennes portés (jusqu'à environ 34 m) et exécutés par des entreprises nationales. Ces structures correspondent pour la plupart aux ponts types du SETRA [1]. Nous présentons les ponts à poutres, les ponts dalles, les cadres fermés et les portiques ouverts, qui sont les ouvrages les plus couramment employés en Tunisie.

Le choix entre un type dépend essentiellement de la portée. Ainsi, nous présentons dans le tableau N°1 le domaine d'emploi courant des ponts types selon les travées. C'est le premier critère à considérer pour le choix d'un pont.

Tableau N°1 : Domaine d'utilisation des ponts courants.



4-1-1- Comparaison entre les ponts à poutres et les ponts dalles.

Apart les portiques qui sont considérés pour des travées entre 5 et 15 m environ, et pour des travées courantes, les ponts à poutres et les ponts dalles sont souvent les deux ouvrages compétitifs et le choix entre les deux reposent sur d'autres critères que nous résumons dans le tableau N°2.

Tableau 2 : Comparaison entre les ponts à poutres et les ponts dalles.

	Ponts à poutres	**Ponts dalles**
	Avantages	***Inconvénients***
1	**Poutres préfabriquées**	**Actuellement pas de préfabrication, donc coulé sur échafaudage.**
2	Economie de la matière (Béton et Acier)→ plus employé en Tunisie	Consomme plus de matière (25 à 30 % plus).
3	Avantages des travées indépendantes (tel que peu sensible aux tassements différentiels)	Inconvénients des travées continues (tel que sensibilité aux tassements différentiels).
	Inconvénients	***Avantages***
1	**Tablais épais** → pas esthétique → emploi en zone rurale (sur oued).	**Tablier mince** : ⌂→ esthétique → emploi en zone urbaine (en ville et sur autoroute). ⌂→ gain de terrassement (mois de remblai d'accès).
2	Consomme plus de main d'œuvre.	Economie sur la main d'œuvre → plus employé en France.
3		Robuste : bonne résistance au cisaillement et à la torsion → employé en biais ou en courbe.

La photo n°1 représente un exemple d'un pont dalle sur l'autoroute A1 de Tunis-Ras Jedir. Cette photo montre l'effet esthétique par la minceur du tablier. Alors que la photo N°2 montre un exemple d'un pont à poutres sur Oued et qui montre une épaisseur plus importante du tablier et donc pas esthétique. Mais dans ce cas ça importe peu parce que c'est un pont dans une zone rurale.

Photo N°1 : Pont dalle esthétique (tablier mince).
PS sur l'autoroute A1 Tunis- Ras Jedir.

Photo N°2 : Pont à poutres non esthétique (tablier épais).
PI sur Oued Limaou à Gabès sous la RN1.

4-1-2- Comparaison entre les ponts à travées indépendantes et les ponts continus.

Les ponts à travées indépendantes diffèrent des ponts à travées continues par les avantages et les inconvénients présentés dans le Tableau N°3.

Tableau N°3 : Comparaison entre les ponts à travées indépendantes et les ponts continus.

Ponts à travées indépendantes		**Ponts à travées continues**
Avantages		**Inconvénients**
1	Possibilité de préfabrication	Pas de préfabrication (généralement)
2	Moins sensibles aux tassements différentiels	Plus sensibles aux tassements différentiels pas recommandé pour mauvais sol ou sur fondations superficielles
Inconvénients		**Avantages**
1	Tablier plus épais	Tablier plus minces : diminution des moments en travées
2	Charges verticales transmises sur appuis sont excentrées	Charges verticales transmises sur appuis sont non excentrées

4-2-Conception des ponts à poutres en BA

4-2-1- Introduction

D'après le tableau N°1, nous retenons que les ponts à poutres sont plus employés lorsque l'esthétique n'est pas demandé et notamment en zone rurale (sur les oueds).

Le tablier comporte ou non des entretoises. Dans le premier cas, les poutres sont disposées en se touchant au niveau des hourdis (tables) et leur liaison est assurée par les entretoises au moyen de soudure des barres d'attente sortant de la table et des entretoises. Dans le deuxième cas, la liaison entre les poutres principales est assurée par le hourdis et par les entretoises d'about.

Les entretoises intermédiaires compliquent l'exécution du tablier, ainsi on est souvent amené à les éliminer et à ne disposer que des entretoises sur appui. Celles-ci ont pour rôle de servir lors du vérinage. Dans ce cas les poutres sont plus nombreuses (et par conséquent plus rapprochés) que dans le cas des tabliers entretoisés. Ainsi, nous présentons ci-après une comparaison entre l'ancienne conception et la nouvelle conception des tabliers des ponts à poutres.

4-2-2- Comparaison entre l'ancienne et la nouvelle conception des ponts à poutres.

L'évolution dans la conception des ponts à poutres en béton armé est introduite en Tunisie environ vers l'année 1989. Elle est basée principalement sur la préfabrication des poutres, d'où la difficulté d'exécuter des entretoises intermédiaires une fois les poutres posées sur leurs appuis. Dans l'ancienne conception lorsque les poutres étaient coulées sur place, il était possible de couler aussi les entretoises intermédiaires, qui rendent le tablier plus robuste et indéformable (voir Photo N°3 d'un ancien ouvrage en Tunisie).

Les entretoises d'about (sur appuis), plus faciles à exécuter puisqu'elles sont sur appuis (chevêtres), sont utiles plus tard pour soulever le tablier lors un vérinage pour remplacer les appareils d'appuis (photo n°4). Une comparaison est présentée dans le tableau N°4.

Tableau N°4 : Comparaison entre l'ancienne et la nouvelle conception des ponts à poutres.

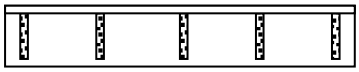
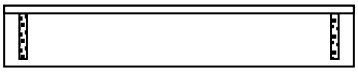
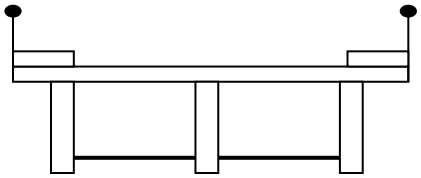
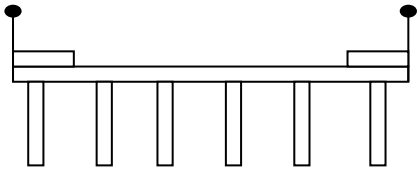
	Ancienne conception	**Nouvelle conception**
Mode de construction	Tout le tablier coulé sur place	Poutres principales préfabriquées
Coupe longitudinale	 avec entretoise intermédiaire	 sans entretoise intermédaire
Coupe transversale		
Entretoisement du tablier	Avec entretoises intermédiaires ⇒ Tablier rigide **indéformable**	Sans entretoises intermédiaires (2 Entretoises uniquement sur appui) ⇒ Tablier souple **déformable**
Répartition transversale	Méthode de Courbon	Méthode de Guyon-Massonnet
Poutres principales	Nombre limité de PP avec grandes sections et largement espacées.	Plusieurs PP de sections plus petites et moins espacées.

Photo N°3 : Ancien pont sur Oued Hima avec entretoise intermédiaire

Photo N°4 : Vue de dessous d'un tablier de pont à poutres sans entretoise intermédiaire mais avec entretoises sur appui (Echangeur de la RN8-RN9 à Tunis depuis 1989).

4-2-3- Avantages et inconvénients de la préfabrication.

La préfabrication (souvent pour les ponts à poutres) présente des avantages et des inconvénients présentés dans le Tableau N°5.

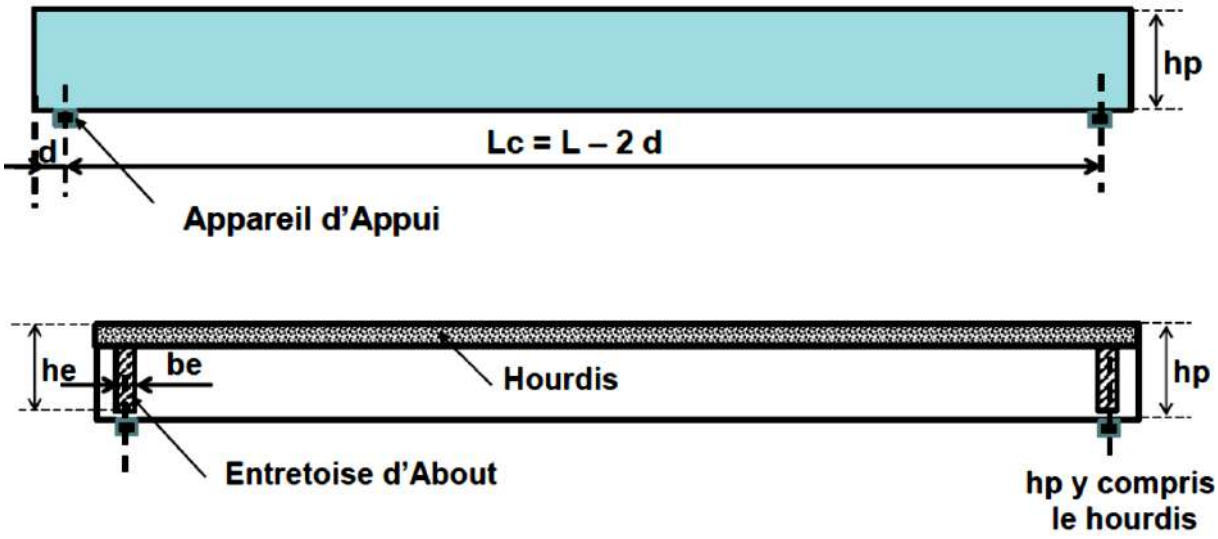
Tableau N°5 : Avantages et inconvénients de la préfabrication.

Avantages	**Inconvénients**
Rapidité d'exécution des travaux. L'exécution des poutres peuvent débuter dès l'exécution des fondations et des appuis et donc un gain de temps considérable)	Prévoir une aire de préfabrication et de stockage. Souvent pour les ponts préfabriques sont dans des zones rurales donc facile à trouver des aire de préfabrication et de stockage.
Une bonne qualité du BA : Coffrage métallique	Nécessité d'emploi des engins de mise en place des poutres préfabriquées (grue ou lanceur de poutres)
Dégagement de franchissement sur route ou oued ou chemin de fer (Pas d'échafaudages au sol ou de cintre ou d'étaiement). Eviter le risque des dommages pour les échafaudages.	Pas de continuité (ou un peu difficile)

4-2-4- Prédimensionnement des ponts à poutres en BA.

Les prédimensions des éléments d'un pont à poutres en BA sont présentés dans la figure N°1. Les poutres de rive sont de nos jours aux extrémités des tabliers pour éviter un encorbellement souvent difficile à exécuter. Les abouts des poutres, d, sont prises entre 0,5 à 0,6 m. Ainsi, les longueurs de calcul sont considérées entre la postions es appareils d'appui.

1-a)



1-b)

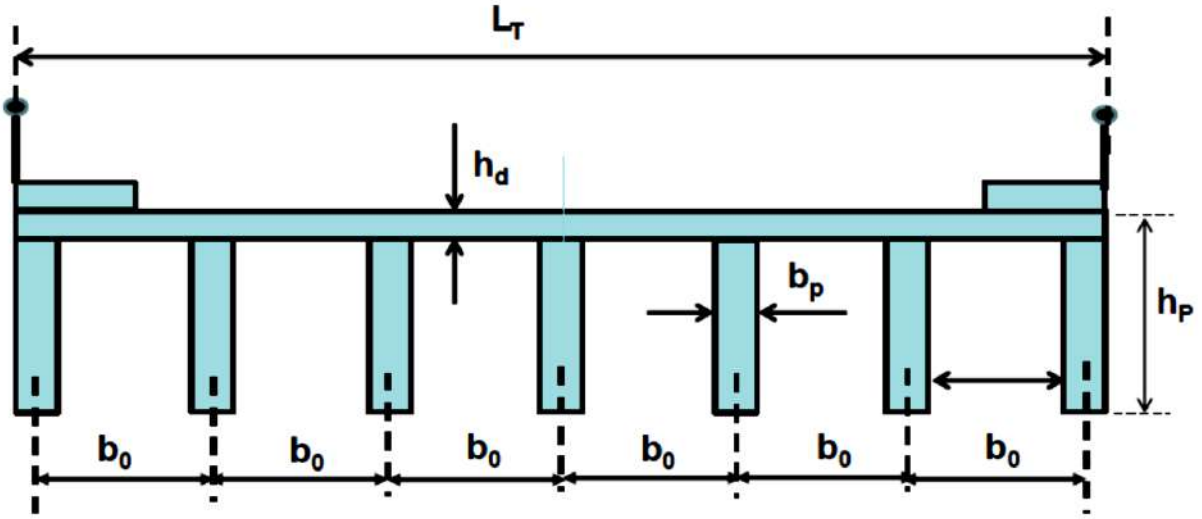


Figure 1: Schéma d'un tablier d'un pont à poutres sans entretoises intermédiaires.
1-a) Section longitudinale 1-b) Section transversale

Poutres principales :

hourdis.

- About: d = 0,5 à 0,6 m — donc la longueur de calcul Lc = L – 2 x d
- Élancement : $\frac{h_p}{l_c} = \frac{1}{17}$ à $\frac{1}{15}$ — Ceci donne la hauteur de la poutre hp, y compris le
- Entraxe : b_o= 1 à 2,0 m
- Épaisseur : $b_p = (\frac{1}{5}$ à $\frac{1}{3})\ h_p$

Entretoise :

- Épaisseur : b_e= 20 à 40 cm selon l'épaisseur de la dalle h_d
- hauteur h_e=(0,8 à 0,9) h_p. (y compris le hourdis)

Hourdis: h_d = 18 à 22 cm.

4-3-Conception des ponts à poutres en BP

4-3-1- Choix et type des ponts à poutres en BP.

Les recommandations suivantes sont données pour la France [2-6]. Pour la Tunisie, la situation économique étant différente, certaines données (coût des aciers par rapport au béton, main d'œuvre, maîtrise de la précontrainte, importation des câbles de la précontrainte, ...) peuvent changer ces caractéristiques.

En général, les poutres sous chaussés sont préfabriquées sur chantier et tendus par post-tension, pour des grandes portées (type du VIPP du SETRA). Le domaine d'utilisation de tels ponts à poutres s'étend entre 25 à 45 m (exceptionnellement à partir de 20 m et jusqu'à 50 m). Leur portée la plus économique se situe dans les 37 m. En Tunisie, les longueurs courantes étaient de l'ordre de 37 m pour un ancien emploi d'un lanceur de poutres. Dans le passé, il y avait le lanceur de la SOMATRA, mais qui n'est plus fonctionnel actuellement. C'est ainsi que récemment, les entreprises tunisiennes utilisent deux grues (voir quatre si nécessaires) pour le déplacement et la pose des poutres. Les longueurs sont de l'ordre de 30 m jusqu'à 37 m. Notons aussi que l'OVM a employé un nouveau lanceur pour la pose des poutres des VIPP.

En outre, pour que l'emploi de la précontrainte soit économique, le nombre total des poutres de l'ouvrage (Np) est recommandé être supérieure à 12.

Comme dans le cas des ponts à poutres en BA, la conception ancienne de la poutraison fait intervenir les entretoises intermédiaires (une à mi-travée, deux aux quarts de travée). Alors que la conception moderne élimine les entretoises intermédiaires en ne laissant que ceux sur appui qui vont intervenir lors du vérinage. Le 1/3 de l'entretoise est coulé de chaque côté de l'about de la poutre, le reste (1/3 est coulé sur place).

Les aciers passifs sont de l'ordre de 80 kg/m^3 alors que les aciers de précontrainte représentent 40 kg/m^3.

Le hourdis peut être choisi de type général en BA (figure 2) réalisé au-dessus des tables de compression des poutres ou bien de type intermédiaire (figure 3) réalisé entre les tables de compression des poutres [4]. Mais dans ce dernier cas, une précontrainte transversale est nécessaire pour assurer le monolithisme de la structure, ce qui rend la conception peu économique. Mais ce point est discutable puisque le matériel de la précontrainte est déjà présent dans le chantier et ne nécessitent pas de dépenses supplémentaires. En Tunisie, c'est le cas du hourdis général sur prédalle non participante (coffrage perdue) qui est le plus employé (Fig. 2b).

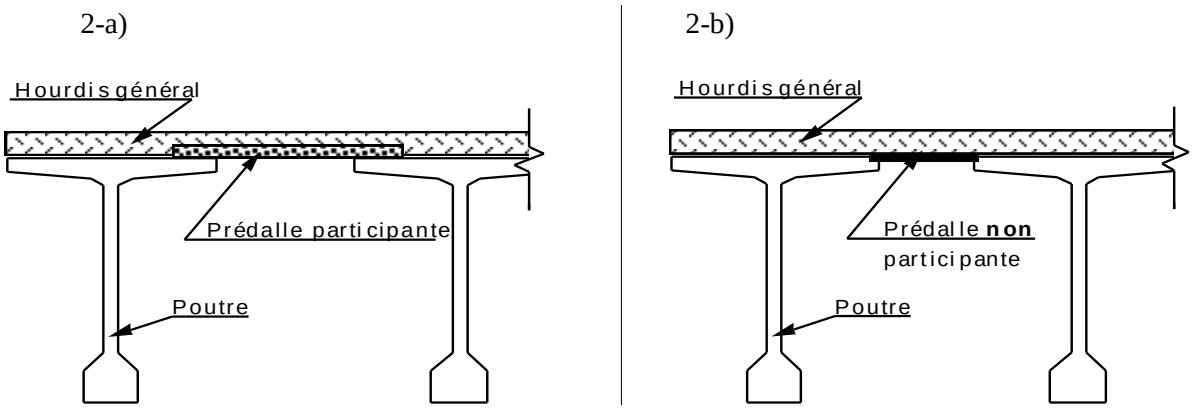


Figure 2: Hourdis *général* [4]
2-a) coulé sur prédalles participantes 2-b) coulé sur prédalles non participantes.

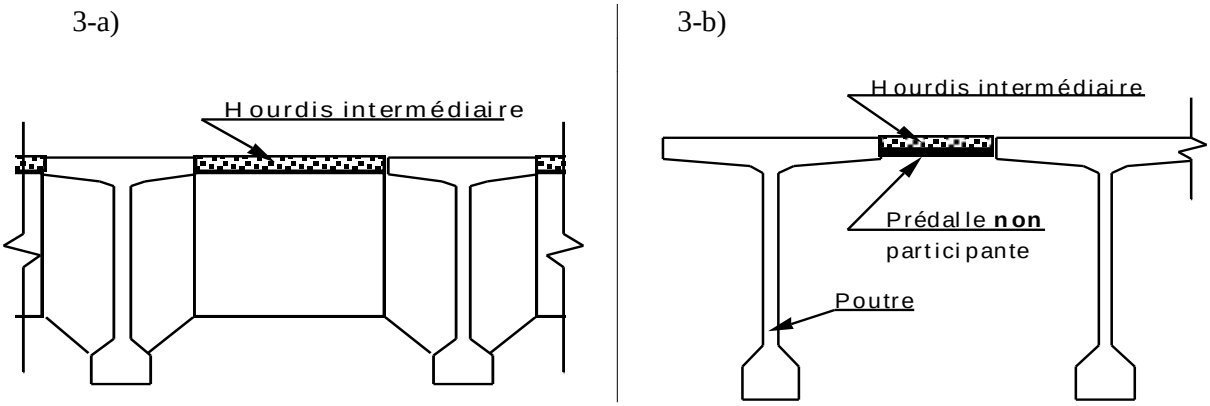


Figure 3: Hourdis *intermédiaire* [4]
3-a) coulé en place 3-b) coulé sur prédalles non participantes.

Chaque procédé présente ses avantages et ses inconvénients. Lorsque les prédalles sont de types participants, elles sont en BA épaisses. Dans le cas contraire, elles sont en BA minces, jouant un rôle d'un coffrage perdu. Dans ce cas, les tables de compression des poutres sont larges afin de réduire la portée des prédalles. Le type le plus employé est celui d'un hourdis général en BA coulé sur prédalle non participante, jouant le rôle d'un coffrage perdu (type 2-b).

Photo N°5 : Poutres précontraintes préfabriquées sur chantier avant la mise en place du hourdis. Ponts à poutres sur Oued Zeroud à Hajeb le Aoun (SOMATRA, 1996).

Une première famille de câbles de précontraintes est tendue lors de la préfabrication des poutres. Une deuxième famille de câble est tendue au niveau du hourdis après le coulage de celui-ci.

Photo N°6 : Exemple d'une poutre préfabriquée sur place avec 4 câbles de la première famille. Pont sur Oued El'Hma à Mornag (SOROUBAT, 2002).

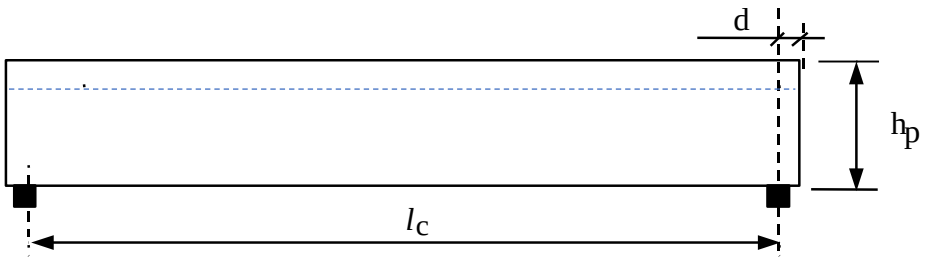
Photo N07 : Pose des poutres VIPP par deux grues pour le pont sur Oued Medjerdah, RN8 (Afrique travaux, 2022)

4-3-2- Prédimensionnement des ponts à poutres en BP

Voici quelques éléments de prédimensionnement (voir la figure 4) [2-6]:

La longueur de calcul : Lc = L – 2 (d). d : about = 0,5 à 0,6 m.

L'élancement habituel est de $\frac{hp}{Lc} = \frac{1}{18}$ à $\frac{1}{16}$ d'après le SETRA [2]. Ici, hp est la hauteur de la poutre y compris le hourdis.



Elancement : $\frac{h_p}{l_c} = \frac{1}{18}$ à $\frac{1}{16}$ d = 0,5 à 0,6 m.

Figure 4: Schéma longitudinal d'une poutre précontrainte

Pour une longueur habituelle de Lc d'environ 35 m, la hauteur recommandée de la poutre est entre 1,94 m et 2,19 m. Ce qui donne les hauteurs possibles de 2,0m ou de 2,10 m ou même de 2,20 m.

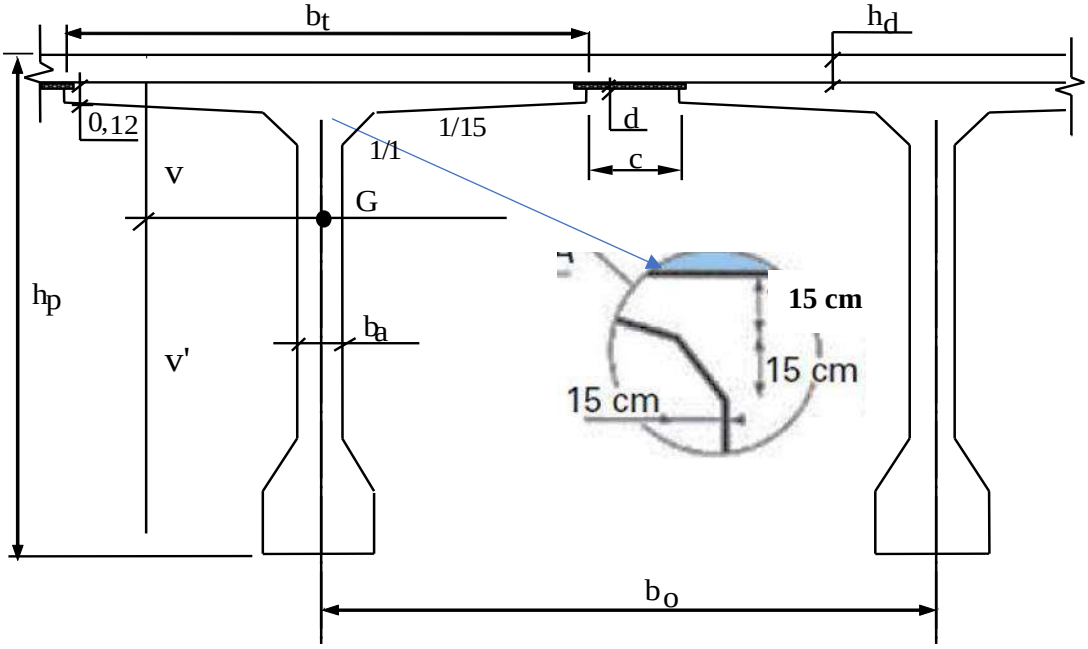


Figure 5: Section transversale d'un tablier d'un pont à poutres en BP pour le cas d'un hourdis général coulé sur prédalle non participante [3].

Pour la section transversale (Figure 5), on peut prendre les éléments suivants :
Entraxe des poutres : b_o = 2,50 à 4,00 m
Epaisseur de l'âme : b_a = 0,18 à 0,25 m.
Largeur de la table de compression : b_t = 1,80 à 2,80 m
hourdis : $h_d = b_o/16$ ou prise en général de 20 à 25 cm.
Prédalle : c = 1,00 à 1,20 m c = b_0 – bt l'épaisseur des prédalles : d_0 = 4 à 6 cm.
En général, le nombre des poutres dans une section transversale est :

$$n_p = E\left(\frac{L_T - b_t}{b_0}\right)$$ E : la partie Entière

LT est la largeur totale du tablier soit L_T = Lr + 2 Ltr. Où Lr est la largeur roulable et Ltr la largeur du trottoir s'il y en a.
A vérifier que :
L_T = np bt + (np – 1) c , pour np poutres, sinon changer c. Avec aussi c = b_0 - b_t

$$\boldsymbol{c = \frac{L_T - (np\,.\,bt)}{np - 1}}$$

Pour le dimensionnement du talon, les recommandations du SETRA [2,6] peuvent être employées pour prendre les dimensions ci-après du talon :

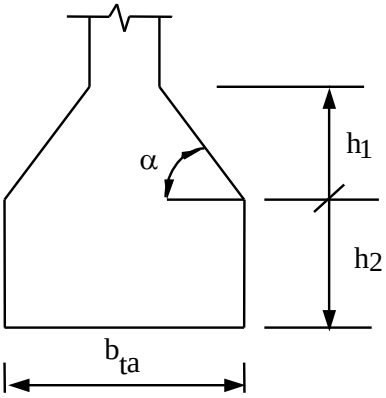


Figure 6: Talon d'une poutre précontrainte

tg α = 1 à 1,5.

h_2 = 0,10 à 0,20 m pour un b_{ta} = 0,60 à 0,80 m.

$$b_{ta} = \frac{L_T \ \ell_c^2}{n_p \ h_p^2 \ K_t} \quad \text{avec} \quad K_t = 1100 \text{ à } 1300.$$

Le choix de K_t influence la valeur du rendement de la section, ρ. Celui-ci est défini par:

$$\rho = \frac{I}{A \, v \, v'}$$

où I: Moment d'Inertie de la section par rapport à l'axe x passant par son c.d.g.
A: Aire de la section
v et v': position du c.d.g. G (voir figure 5).

Ces paramètresI, A, v et v' peuvent aussi être déterminés par AUTOCAD (Commande Propmeca : version française ; Massprop : version anglaise), après avoir sélectionner la région comme toute la section d'une poutre.

Pour les deux configurations (avec et sans hourdis), il est recommandé d'avoir un rendement **ρ = 0,45 à 0,55** pour ce type de poutres [2-6].

4-4- Les ponts dalles

4-4-1- Généralités

Ce sont des ponts dont le tablier représente une dalle porteuse qui est appuyé sur des piles et des culées, à travers des appareils d'appui posés sur des bossages frettées en BA. Les ponts dalles sont en général réalisés en BA monolithe précontraint ou non. Le tablier de la DA est armé longitudinalement et transversalement. Les ponts en DA sont utilisés pour des portées allant jusqu'à 18 m. Ils peuvent être compétitive jusqu'à 20 m avec une section transversale à encorbellement latéraux. Par rapport à un pont classique à poutres en BA, le pont-dalle consomme plus de béton (25 à 30 % en plus) et d'autant d'acier. Par contre, il économise considérablement en coffrage. De plus, il est d'une exécution aisée permettant la réutilisation des coffrages et il est beaucoup plus mince, ce qui est un avantage sur le plan esthétique et sur le plan terrassement puisqu'une économie notable peut être faite au niveau des remblais d'accès [7]. Dans le cas où le pont dalle est exécutée sur une route avec circulation maintenue un coffrage en portique est possible pour le passage inférieur des véhicules, tel qu'employé récemment dans le projet de l'extension de la Pénétrante Sud de Tunis.

Le tablier de la DP est armé transversalement et précontraint par des câbles filants entre les deux abouts dans le sens longitudinal (d'un seul côté ou des 2 côtés). Lorsque la portée dépasse 18 m, et jusqu'à 24 m environ, la dalle en BP prend la relève de la DA. La limite entre les domaines d'emploi de ces deux types de dalle est encore assez floue. Lorsque les portées dépassent 24 m, un tablier en DP peut s'envisager, soit en l'élégissant, soit en lui donnant une épaisseur variable.

Au point de vue capacité, les ponts dalles possèdent une très grande résistance au cisaillement et à la torsion. C'est pourquoi on les utilise souvent en ouvrages biais et en ouvrages courbes. Les ponts dalles sont donc des ouvrages robustes et d'exécution facile.

Suivant le schéma statique, on distingue les ponts dalles à travée indépendantes et les ponts dalles continues.

* pont-dalle à travées indépendantes en BA sans précontrainte ont une épaisseur (hauteur de section) de $h_d = \frac{1}{22} l_c$ et $h_d \geq 12$ cm. Ce type est rarement employé, sauf s'il existe un problème de tassement différentiel tel que le cas de l'ouvrage de l'échangeur de la Charguia à Tunis (au niveau de la météo à Tunis.

* pont-dalle continue en BA

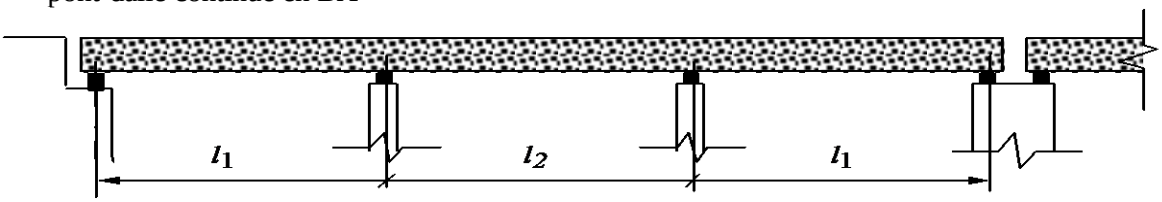


Figure 7: Pont dalle continue

Généralement le rapport de la travée de rive par rapport à la travée centrale l_1/l_2 est pris égale :

$$l_1/l_2 = 0{,}6 \text{ à } 0{,}9.$$

En pratique, la portée des travées de rive (l_1) est de 60% ($l_{rive} = 0{,}6\ l_{cent}$) de la portée de la travée adjacente l_2 (rapport le plus faible requis pour équilibrer les efforts dans les travées et éviter les **soulèvements** sur culées). Pour le cas des ouvrages en déblai prononcé, la portée de la travée de rive l_1 est 75% de la portée adjacente l_2 ($l_{rive} = 0{,}75\ l_{cent}$).

L'épaisseur de la dalle, h_d, est t.q. $h_d = \left(\frac{1}{23} \text{ à } \frac{1}{28}\right) l_{max}$ et $h_d \geq 12$ cm.

Puisque les dalles ne sont pas préfabriquées, en les coulant en place, on prend l'avantage de la continuité (t.q. réduction des moments en travée) pour exécuter des dalles à plusieurs travées (en général ne dépassant pas les six travées au maximum, mais dans le viaduc de l'Avenue de la République à Tunis, par exemple, on est allé jusqu'à 6 et 7 travées). Mais si le sol présente des problèmes de tassement différentiel, on peut employer des ponts dalles à travées indépendantes par exemple tel qu'il a été fait pour le pont de l'échangeur de la Charguia à Tunis. Mais l'exemple le plus intéressant est celui de l'échangeur de l'aéroport de Tunis. En effet là où il existe un risque de problème de tassement, le pont est isostatique (aux travées extrêmes) et là où le tassement est moins probable, le choix est fait pour des travées continues (au milieu). Un chevêtre est nécessaire s'il existe deux lignes d'appui (joint de dilatation : c'est à dire travées indépendante). Ces chevêtres sont visibles sur le plan de la figure N°8 et sur la photo N°7.

A noter que le coulage de toute la dalle doit être effectuée en continue, sans arrêt de bétonnage sur la partie entre les joints (généralement durant la nuit avec moins de circulation pour ne pas avoir des délais dans l'approvisionnement du béton)

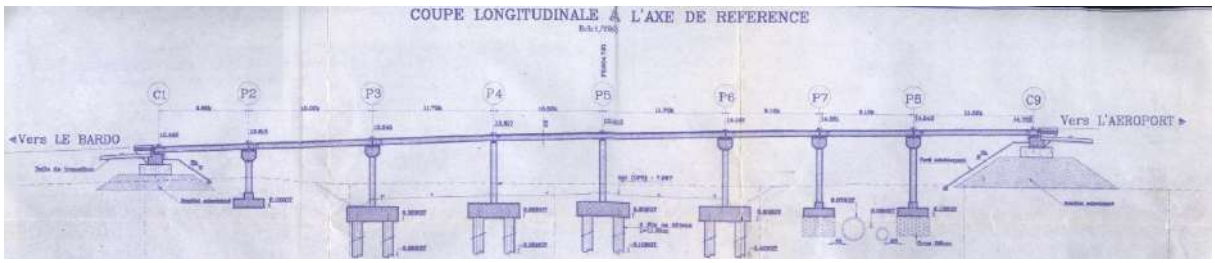


Figure 8 : Coupe longitudinale de l'ouvrage principal de l'échangeur de l'aéroport de Tunis.

Photo N° 7 : Vue longitudinale de l'ouvrage principal de l'échangeur de l'aéroport de Tunis.

Dans le sens transversal, en plus des ponts dalles classiques à section quasi-rectangulaire, on peut utiliser des structures dérivées de ces derniers s'étendant essentiellement pour les dalles précontraintes [7].

4-4-2- Longueurs des travées et longueur totale d'un pont dalle

Souvent les ponts dalles sont conçus comme ouvrage d'art sur des routes et des autoroutes. Pour simplifier le sujet, les ponts dalles sur les autoroutes sont considérés, les autres types de franchissement sont analogues. Pour déterminer les longueurs des travées, et par conséquent la longueur totale d'un pont dalle, certains points sont à considérer. Deux cas le plus courant sont à considérer :

- Pont à 4 travées (souvent en BA) avec 3 piles et 2 culées.
- Pont à 2 travées (souvent en BP), avec une seule pile au milieu dans le TPC et 2 culées.

a) Pont à 4 travées (souvent en BA) avec 3 piles et 2 culées.

Pour concevoir un pont à travées, les travées centrales sont tout d'abord examinées. Une travée centrale est basée sur les ouvertures définies entre les piles, définie dans le Chapitre 3 (§ 3-2-2-1). Le tableau N°1 est repris ici pour considération (voir Tableau N°6).

Tableau N°6: Données pour l'ouverture sur Autoroute [8].

Côté	b : distance du nu d'un appui au bord le plus proche de	
Droit	La BAU	≥ 0,50 m
	La chaussée (si pas de BAU)	2,00 m
Gauche	La BDG	≥ 0,50 m

Mais, il faut considérer aussi le nombre de voie à franchir (2 ou 3 voies) et la largeur de chaussée d'une voie. Ainsi, l'ouverture est la somme de la largeur de la chaussée (L_{chs} = 3 ou 3,5m) et de la distance b (Tableau N°6) du nu d'une pile au bord de la BAU (Bande d'Arrêt d'Urgence = 2 à 3 m), de la chaussée et le BDG (Bande Dérasée Gauche ≈ 0,5 m).

Un exemple d'un pont dalle sur l'autoroute A1 est présentée dans la figure N°9. Les éléments de conception sont indiqués sur le sur ce schéma.

Figure 9 : Vue longitudinale d'un pont sur une l'autoroute A1 avec indication de différentes distances pour trouver la longueur centrale Autroute A1 (troçon Sfax-Gabès).

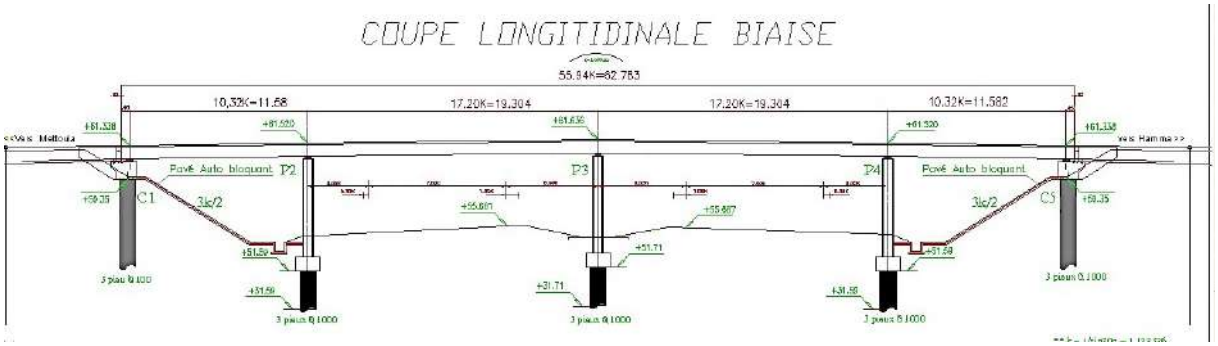


Figure N°10 : Exemple d'une coupe longitudinale d'un pont dalle sur l'autoroute A1 (Tronçon Sfax Gabès, au niveau de L'échangeur de Metouia -El Hamma, 2012)

Deux cas se présentent avec ou sans BAU.

- Cas 1 : avec BAU

Ouverture ≥ b + BDG + Largeur de la chaussé (Lchs = Nv x V) + BAU + b

b : définie dans le tableau N°6, soit ≥ 0,5 m.

Pour trouver la longueur de la travée centrale, les demi-largeur des piles sont ajoutées, estimées à 2 x 0,5 x Epaisseur d'une pile ; soit 2 x 0,6 m.

Comme un exemple, pour 2 et 3 voies de 3,5m, la longueur de la travée centrale est comme suit :

Cas de 2 voies :

$$L_{cent} \geq 0{,}5\ Ep + b + BDG + (2\ xV) + BAU + b + 0{,}5\ Ep$$
$$L_{cent} \geq 0{,}6 + 0{,}5 + 1{,}0 + (2\ x3{,}5) + 3 + 0{,}5 + 0{,}6 = 12{,}7m$$

Cas de 3 voies :

$$L_{cent} \geq 0{,}5\ Ep + b + BDG + (3\ xV) + BAU + b + 0{,}5\ Ep$$
$$L_{cent} \geq 0{,}6 + 0{,}5 + 1{,}0 + (3\ x3{,}5) + 3 + 0{,}5 + 0{,}6 = 16{,}2m$$

Dans l'exemple de la figure N°10, la travée centrale (droite) est prise comme 17,2 m, ce qui donne une longueur biaise de 19,304 m. Notons que la longueur biaise est donnée comme suit :

$$L_{biaise} = L_{droite}\ x\ \frac{1}{\sin \alpha} = L_{droite}\ x\ k$$

α : angle de biais en grade (70 grades dans cet exemple, sin(70gr) et k = 1.122) ;

Mais souvent, même si l'autoroute est conçue pour 2 voies uniquement la TPC est dimensionné de manière à pouvoir ajouter encore une voie dans le futur si le nombre de véhicules augmentent (cas du tronçon Tunis-Hammamet en Tunisie, par exemple). C'est-à-dire, il faut augmenter la distance entre le BDG et la pile, en considérant 3 voies et donc en finale, la longueur de la travée centrale est prise comme 16 ou 17 m même si uniquement 2 voies sont conçues au début (voir figure N°10).

Une fois la travée centrale est déterminée, la longueur de la travée de rive est recherchée. Comme expliqué, auparavant, la travée de rive est choisie de manière à ce qui suit

$$\frac{l_{rive}}{l_{cent}} = 0{,}6 \text{ à } 0{,}9$$

Ce critère est choisi pour 3 raisons ;

1. Eviter le soulèvement de l'appui de rive. Si ce critère n'est pas considéré pour des raisons de conception, des appareils d'appui spéciaux contre le soulèvement sont disponibles.
2. Equilibrer les moments en travées centrale et en travée de rive, de manière viser une même épaisseur pour toutes les travées.
3. Assurer que la fin de la pente de la culée ne touche pas la pile adjacente.

Dans l'exemple du pont de la figure N°10, la travée de rive est choisie comme 10,32 m (17.2 m biaise) pour une travée centrale de 17,2 m (19,304 m biaise)., soit $l_{rive}/l_{cent} = 10{,}32/17{,}2 = 0{,}6$.

- Cas 1 : sans BAU

Ouverture ≥ b + Largeur de la chaussé (Lchs = Nv x V) + b
b : définie dans le tableau N°6, soit 2,00 m à droite et ≥ 0,5 m à gauche.

Pour trouver la longueur de la travée centrale, les demi-largeur des piles sont ajoutées, estimées à 2 x 0,5 x Epaisseur d'une pile ; soit 2 x 0,6 m. Comme un exemple, pour 2 et 3 voies de 3,5m, la longueur de la travée centrale est comme suit :

Cas de 2 voies :

$$L_{cent} \geq 0{,}5\ Ep + b + BDG + (2\ xV) + b + 0{,}5\ Ep$$
$$L_{cent} \geq 0{,}6 + 0{,}5 + 1{,}0 + (2\ x3{,}5) + 2{,}0 + 0{,}6 = 11{,}7m$$

Cas de 3 voies :

$$L_{cent} \geq 0{,}5\ Ep + b + BDG + (3\ xV) + b + 0{,}5\ Ep$$
$$L_{cent} \geq 0{,}6 + 0{,}5 + 1{,}0 + (3\ x3{,}5) + 2 + 0{,}6 = 15{,}2m$$

b) Pont à 2 travées (souvent en BP, avec une seule pile au milieu dans le TPC et 2 culées).

Avec l'expérience des entreprises tunisienne dans le domaine des dalles précontraintes, les nouveaux passages supérieurs sur autoroute ou routes, sont conçus avec 2 travées, de manière à éliminer les piles de rive et assurer ainsi une meilleure visibilité des usagers. Le domaine des dalles précontraintes à encorbellements latéraux pour 2 travées, s'étalent de 20 à 25 m et exceptionnellement à 30 m [9].

Dans ce cas, la longueur des travées est conçue en combinant les critères des ouvertures et l'emplacement des talus. Dans d'autre cas et notamment les échangeurs de grandes longueurs, des diverses conceptions sont effectués.

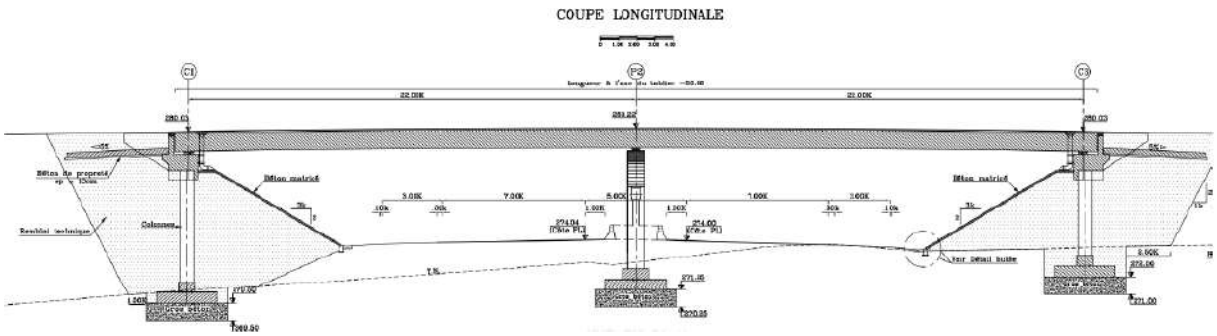


Figure N°11 : Exemple d'une coupe longitudinale d'un pont dalle sur l'autoroute A2, Tunis-Jelma (Tronçon Haffouz-Oued Zeroud, 2025)

4-4-3- Ponts Dalles en Béton Armé (PSI-DA).

L'élancement est en général de 1/22 pour les ponts à 1 travée, de 1/23 pour les ponts à 2 travées et de 1/28 pour les ponts à plusieurs travées (3 ou plus). Cependant, on peut employer les abaques ci-dessous [7] pour choisir l'épaisseur de la dalle (figure 12 pour le cas d'1 ou de 2 travées, figure 13 pour le cas de 3 travées et figure 14 pour le cas de 4 travées). Dans ces figures, h_d désigne l'épaisseur de la dalle en m, l la portée centrale en m (portée de rive la plus longue dans le cas d'un pont à 2 travées) et θ le rapport de la portée de rive à la portée centrale. $\theta = l_{rive}/l_{cent}$ donc $\theta l = l_{rive}$.

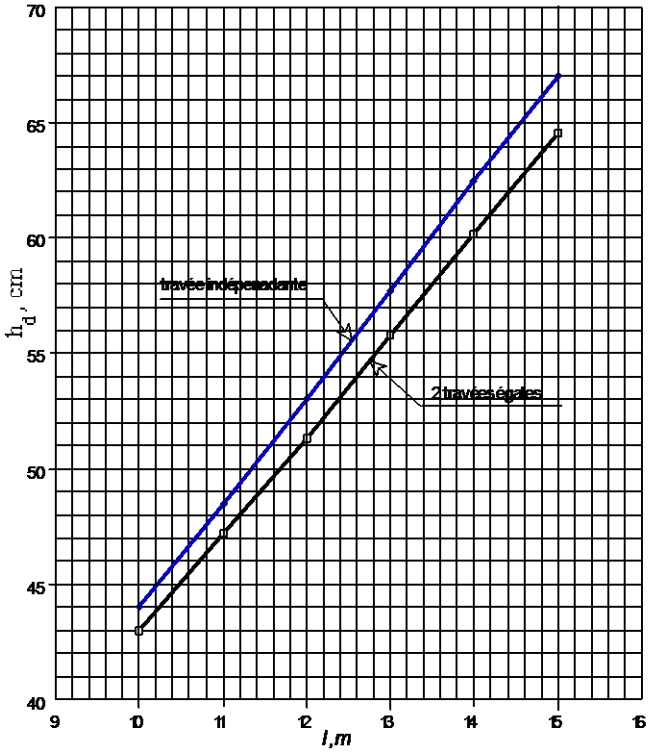


Figure 12: Epaisseur d'un pont dalle en BA à 1 ou 2 travées [7]

Photo N°8 : Exemple d'un pont dalle en BA. PS sur l'autoroute A1 Tunis-Ras Jedir (niveau Mornag).

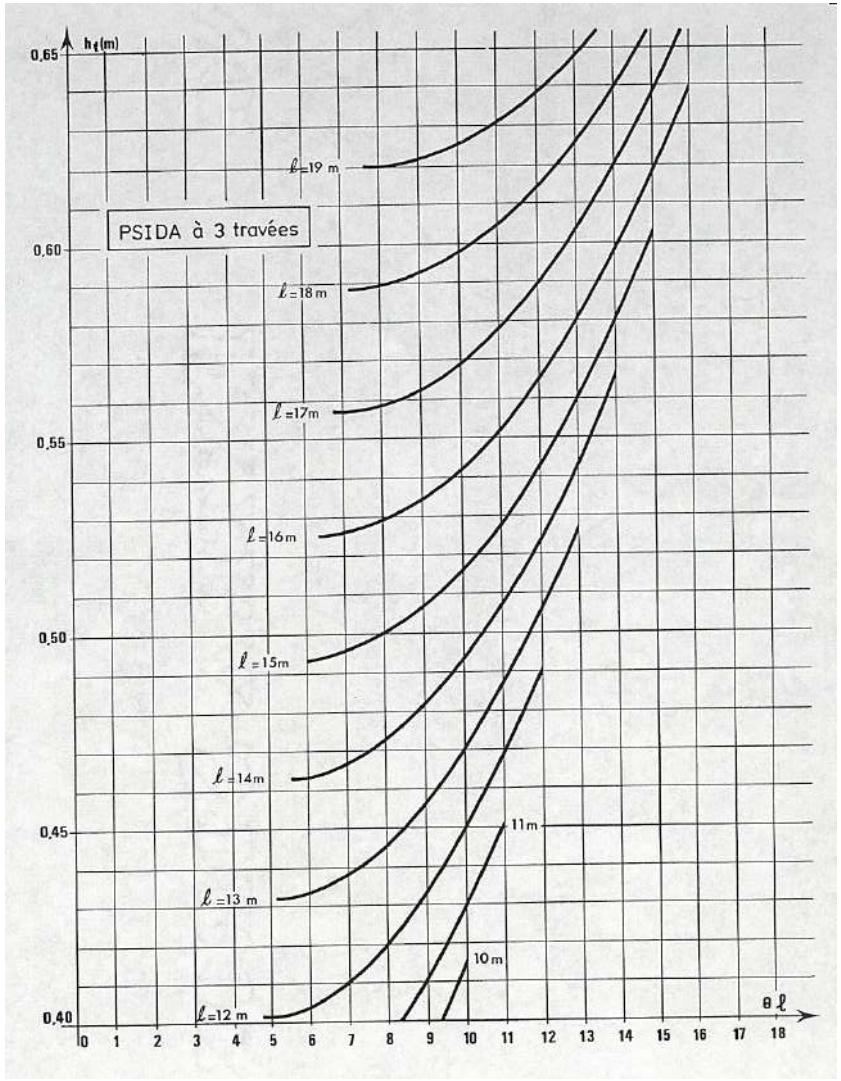


Figure 13 : Epaisseur d' un pont dalle en BA à 3 travées [7].

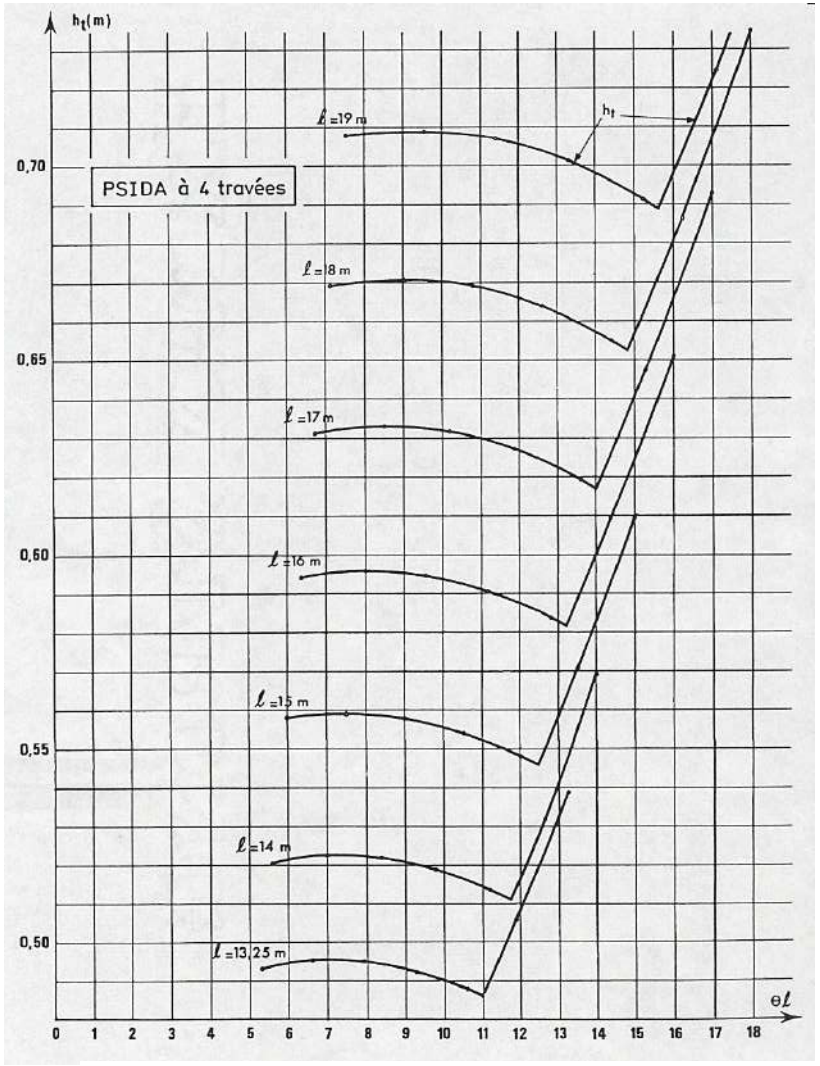


Figure 14: Epaisseur d' un pont dalle en BA à 4 travées [7].

Récemment, en 2014 le CEREMA (SETRA) [10] a publié une mise à jour de la conception des ponts courants, d'après les normes de l'Eurocode (pont droit sans charge de convoi exceptionnel ou militaire). C'est ainsi, qu'une mise à jour a été effectué pour le PSIDA (1 à 4 travées) pour des portées principales de 8 à 15 m pour les 1 et 2 travées et de 8 à 18 m pour les 3 et 4 travées et pour un balancement de 0,6 à 0,9. Les épaisseurs du tablier sont données dans le tableau

Tableau N°6 : Epaisseur de la dalle proposée par le CEREMA (2014), d'après les Eurocodes [10].

Type d'ouvrage	Nombre travées	Balancement	Profil Autoroutier	Profil urbain
PSIDA	1	Sans objet	$e=\frac{l}{23.5}+0.12$	$e=\frac{l}{23.5}+0.09$
	2	0.6 – 1.0	$e=\frac{l}{28}+0.18$	$e=\frac{l}{28}+0.15$
	3	0.6	$e=\frac{l}{32}+0.17$	$e=\frac{l}{32}+0.13$
		0.7	$e=\frac{l}{33}+0.18$	$e=\frac{l}{33}+0.13$
		0.8	$e=\frac{l}{34}+0.17$	$e=\frac{l}{34}+0.14$
		0.9	$e=\frac{l}{30.5}+0.16$	$e=\frac{l}{30.5}+0.13$
	4	0,6	$e=\frac{l}{34}+0.18$	$e=\frac{l}{34}+0.15$
		0.7	$e=\frac{l}{34.5}+0.18$	$e=\frac{l}{34.5}+0.15$
		0.8	$e=\frac{l}{35}+0.18$	$e=\frac{l}{35}+0.15$
		0.9	$e=\frac{l}{29.5}+0.15$	$e=\frac{l}{29.5}+0.12$

Les taux de ferraillage cibles retenus sont données dans le tableau N°7.

Tableau N°7 : Taux de ferraillage cibles retenus proposée par le CEREMA (2014), d'après les Eurocodes [10].

Partie d'ouvrage	PSIDA			
	1 TRAVEE	2 TRAVEES	3 TRAVEES	4 TRAVEES
Sur piles, nappe sup	/	70 kg/m^3	70-75 kg/m^3	70-75 kg/m^3
Mi-travée, nappe inf	70-75 kg/m^3	60 kg/m^3	60-65 kg/m^3	60 kg/m^3

4-4-3- Dalles en Béton Précontraint (PSI-DP)

Dans le sens transversal, on utilise surtout des sections des ponts dalles élégies dérivées des ponts dalles rectangulaires. Ce sont les ponts dalles à encorbellements latéraux, les ponts dalles évidées (ou élégies) et les ponts dalles nervurées.

4-4-3-1- Dalles pleines à encorbellements latéraux

Figure 12 : Pont dalle à encorbellement latéral

Par l'allégement qu'apportent les encorbellements à la structure, ce type de tablier permet d'atteindre des protées déterminants de l'ordre de la trentaine de m. Cependant, le recours à des encorbellements latéraux est souvent dicté par des considérations d'ordre esthétique. Pour que les calculs de dimensionnement puissent être faits par les méthodes usuelles, il convient de respecter les conditions suivantes [7]:

-La largeur de la nervure "L_n" doit rester supérieure à la moitié de la largeur totale "L_T" du pont, c.à.d., $L_n \geq 0{,}5\ L_T$

- La largeur droite de l'encorbellement "L_e" doit être inférieure au 1/5 de la portée du travée l_c, c.à.d., $L_e \leq 0{,}2\ l_c$

-La dalle rectangulaire équivalente (même inertie et même épaisseur que la section réelle), élargie de 5% de chaque côté, doit couvrir entièrement la largeur chargeable "L_{ch}" de la chaussée, c.à.d., $(1+0{,}1)\ L_{T,éq} \geq L_{ch}$

L_{ch} est une largeur déduite de la largeur roulable, qui est la distance entre les bordures de la chaussée. Ainsi la largeur chargeable est : « Lch = Lr – n . 0,5 m » avec n le nombre de dispositif de retenue tel qu'une glissière de sécurité et n = 0, 1 ou 2.

En ce qui concerne l'encorbellement, l'inclinaison de la sous-face aura une valeur telle qu'elle réserve une section suffisante pour l'encastrement tout en laissant bien apparente la joue de la dalle. La valeur de cette inclinaison par rapport à l'horizontale, suivant la largeur de l'encorbellement et l'épaisseur de la dalle, sera le plus souvent comprise entre 1/20 et 1/10 (Figure 14). L'inclinaison de la dalle sera voisine de 1/2 par rapport à la verticale. L'épaisseur he est de l'ordre de 15 cm et il est à porter à 22 cm dans le cas d'un ancrage de BN4.

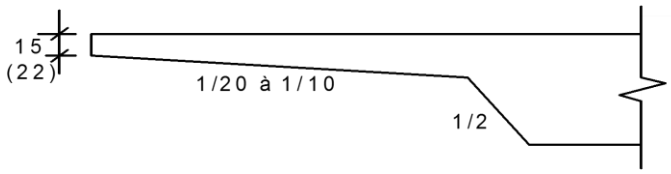


Figure 13: Conception de l'encorbellement.[7]

En Tunisie, les anciens PSI-DP ne présentait que des encorbellements avec une seule pente pour faciliter le coffrage. Mais récemment, les PSI-DP à double encorbellement ont commencé à être exécuté de manière successive avec la maitrise de la précontrainte continue par des entreprises tunisienne (Photo N°16).

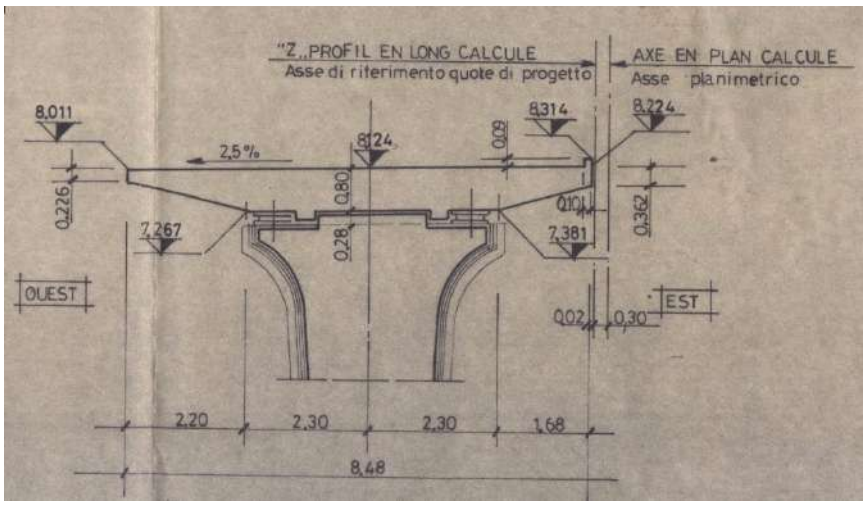


Figure N°14 : Section transversale du viaduc de l'Avenue de la République (Lodgiani, 1988).

Photo N°9 : Vue transversale du viaduc de l'Avenue de la République.

Photo N°10 : Un PSI-DP à double encorbellement, Pont sur la route X-Ras Tabia (SOMATRA, 2013).

4-4-3-2- Dalles élégies (PSI-DE)

Les dalles élégies (ou évidées) sont des dalles dont on réduit les efforts de poids propre en disposant, à l'intérieur du coffrage des buses longitudinales réalisées en matériaux divers (carton, fibrociment, béton comprimé, bois, polystyrène expansé, feuillard métallique). La présence des élégissements diminue assez sensiblement les efforts dus au poids propre sans grande modification de l'inertie de la section puisqu'on enlève de la matière dans la zone de la fibre moyenne. On peut donc franchir des portées plus importantes que le pont-dalle classique : jusqu'à 25 m en hauteur constante et jusqu'à 35 m avec inertie variable au voisinage des appuis intermédiaires. Ce type de structure est né du désir de franchir les plates-formes autoroutières sans appuis sur le TPC afin de bien dégager la perspective de ces plates-formes. Le pourcentage d'élégissement est le rapport de la somme de tous les vides, y compris ceux sous les encorbellements éventuels, à la section de même largeur supposée rectangulaire et pleine. Ce pourcentage est compris entre 25 et 30 %.

Ce type de section n'est pas encore employé en Tunisie. Par contre c'est un type qui est assez employé au Japon.

Les études menées sur la forme des buses d'élégissement ont mis en évidence les avantages d'une forme heptagonale irrégulière (Figure 15).

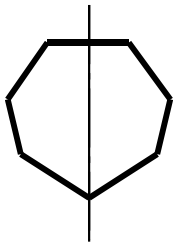


Figure 15: Forme de la buse de l'élégissement [11]

4-4-3-3- Dalles nervurées (PSI-DN)

Les dalles nervurées couvrent une gamme de portées allant de 20 à 50 m. L'un des principaux objectifs est de diminuer le poids propre par rapport à une dalle classique, au prix d'une augmentation de l'épaisseur au droit des nervures.

Exemple:

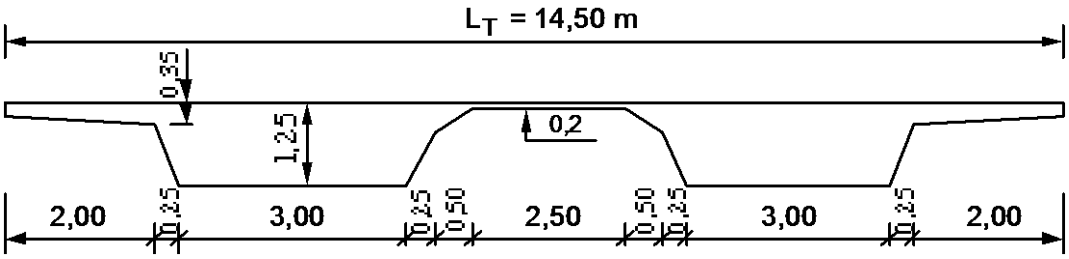


Figure 16: Exemple d'un pont dalle nervurée [14]

La conception de tels tabliers fait intervenir un nombre de paramètres plus important que les dalles d'épaisseur constante. Le projeteur doit donc faire un plus grand nombre de choix. En plus, on peut projeter :

-une dalle à nervure unique si la largeur du tablier est inférieure à 10 m. La nervure devient de hauteur variable dès que la portée déterminante dépasse la trentaine de m. A citer que les dalles à encorbellements latéraux sont des dalles nervurées à une nervure.

-une dalle à deux nervures si la largeur du tablier est comprise entre 10 et 16 m. Les nervures deviennent soit larges et de hauteur variable au-delà de 35 m de portée ou étroites et de hauteur constante.

-une dalle à 3 nervures ou plus pour les tabliers de plus de 16 m de largeur. La conception des nervures est la même que précédemment.

En Tunisie, l'unique exemple du pont dalle nervurée est celui de l'échangeur de Bab Alioua à Tunis, avec 4 nervures (photo N°10).

Photo N°10 : Pont dalle nervurée de Bab Alioua.

4-4-3-4- Élancements des ponts dalles en BP

Pour les différents types des ponts dalles, les divers élancements recommandés permettant de concevoir rapidement un pont-dalle au stade préliminaire sont résumés dans le tableau N°8 ci-dessous:

Tableau N°8 : Elancement conseillé par les SETRA.

Désignation	élancement conseillé						
	1 travée	2 travées			3 travées ou plus		
		ép. const.	ép. variable		ép. const.	ép. variable	
			sur ap	en trav		sur ap	en trav
Dalle rect ou enc lat BP	1/25	1/28	---	---	1/33	---	---
Dalle élég ou nerv en BP	1/22	1/25	1/20	1/30	1/30	1/24	1/42

Remarque: Pour les dalles précontraintes à section rectangulaire l'élancement des travées de rive ne doit pas être inférieur à 1/38.

En outre, le SETRA [7,12] a donné plusieurs abaques de prédimensionnement d'un pont dalle en BP. La figure 17 [7,12] donne l'épaisseur économique d'un pont dalle de 4 travées symétriques en BP. Les figures 18, 19, et 20 [7] donnent le dimensionnement économique des ponts dalles pleines (abaques d'en haut) et nervurées (celles d'en bas), y compris les dalles à encorbellement latéral, respectivement pour le cas de 2,3 et 4 travées. Avec $\theta = \frac{l_{\text{rive}}}{l_{\text{cent}}}$. ; c.à.d., $\theta l = l_{\text{rive}}$;

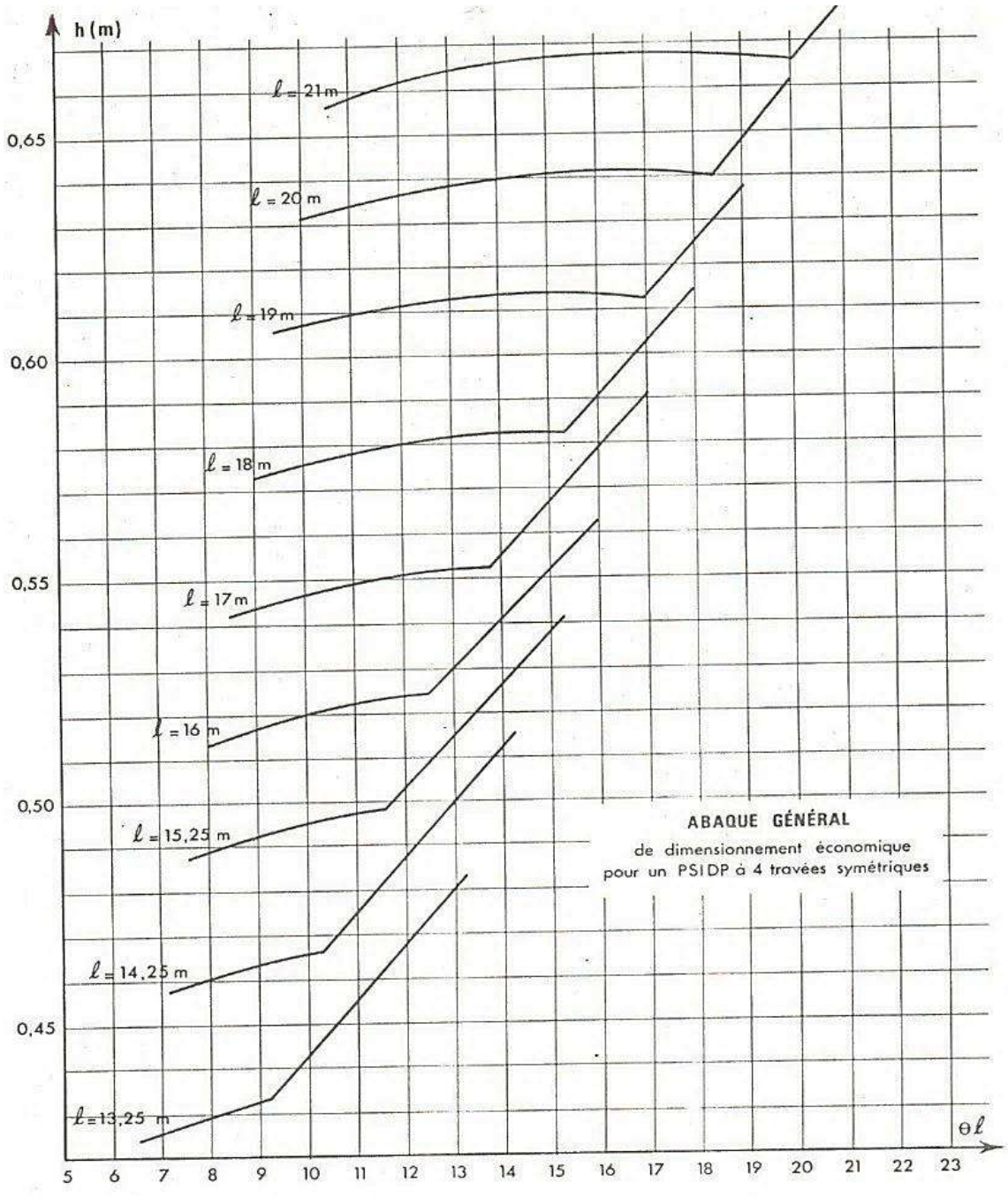


Figure 17: Épaisseur d'un pont dalle en BP à 4 travées [10]. Ici, $\theta l = l_{rive}$;

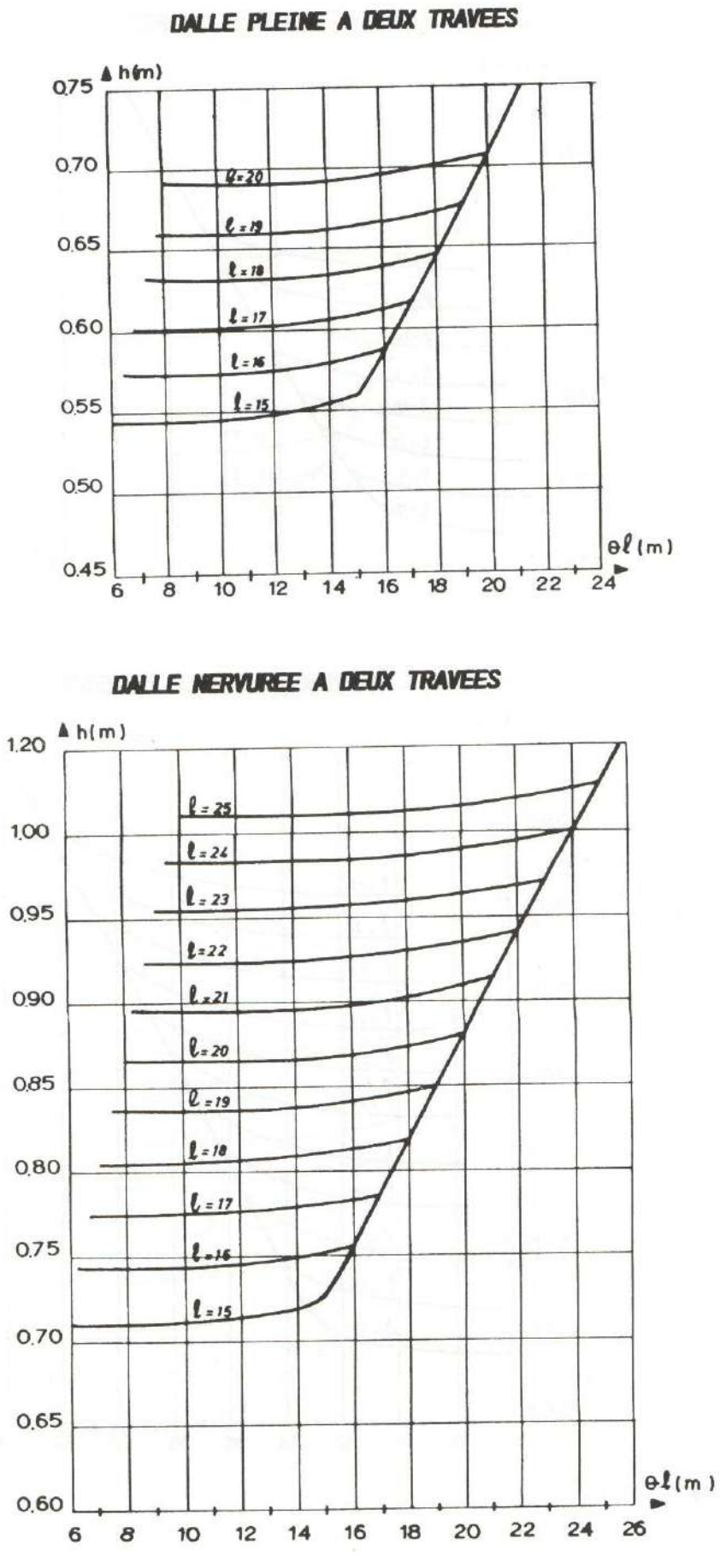
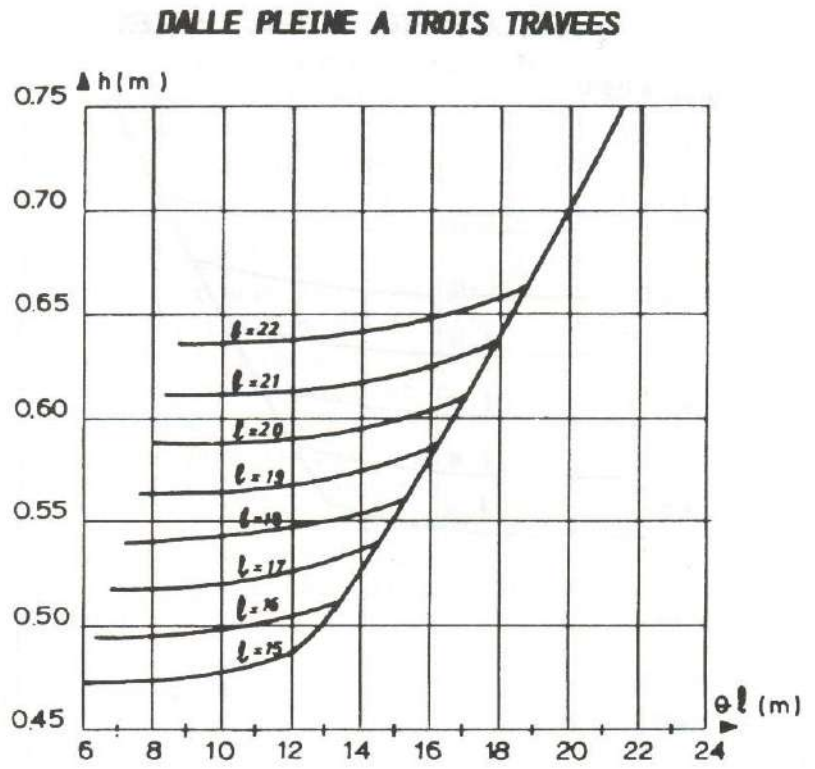


Figure 18: Épaisseur d'un pont dalle en BP à 2 travées [7]



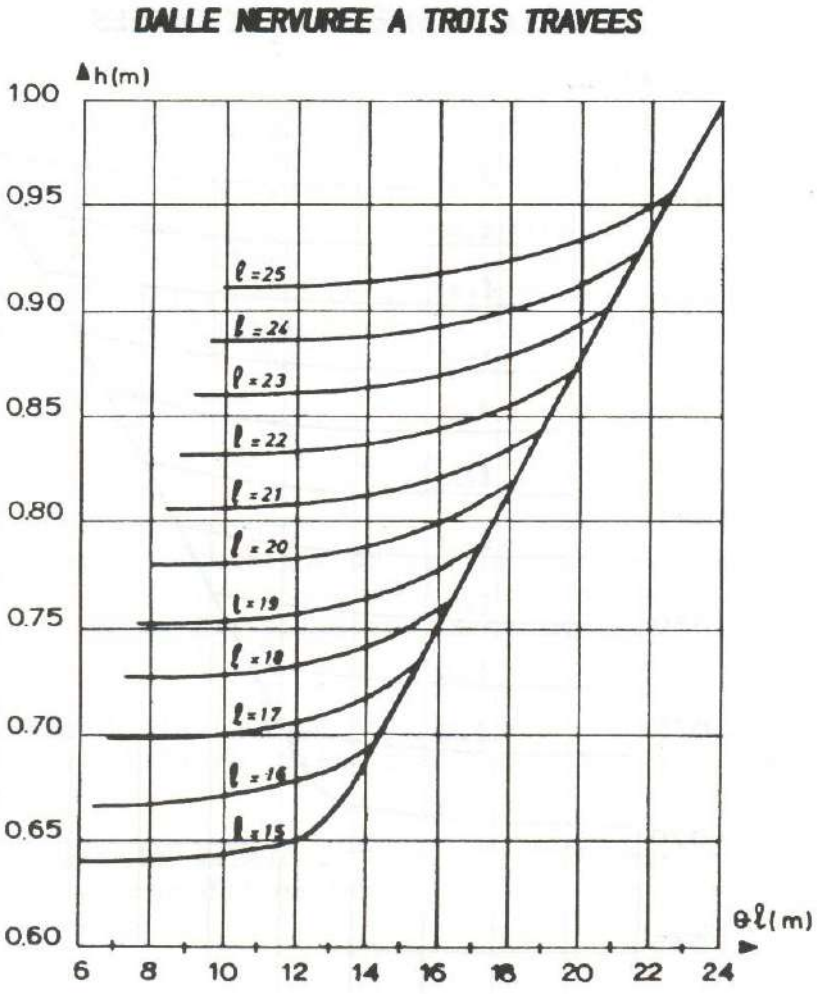


Figure 19: Épaisseur d'un pont dalle en BP à 3 travées [7]

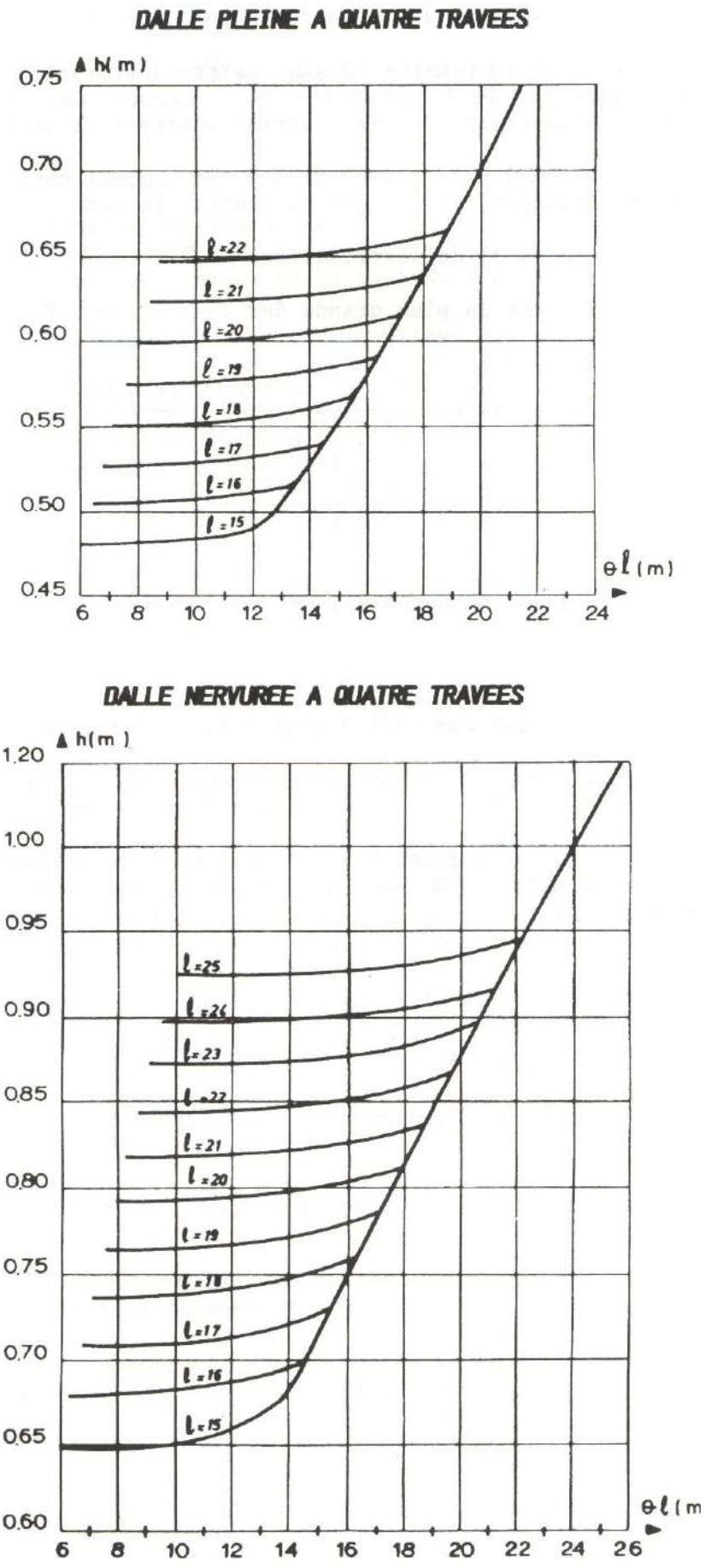


Figure 20: Épaisseur d'un pont dalle en BP à 4 travées [7]

Le CEREMA a publié aussi une mise à jour de l'épaisseur, e, des PSI-DP à encorbellement de 1, 2, 3 ou 4 travées (Tableau N°9). Dans ce cas, le CEREMA a spécifié l'hypothèse que les portées principales soient de 18 à 26 m.

Tableau N°9 : Epaisseur de la dalle PSI-DP, proposée par le CEREMA [10], d'après les Eurocodes.

Type d'ouvrage	Nombre travées	Balancement	Profil Autoroutier	Profil urbain
PSIDP larges encorbellements	1	Sans objet	$e=\frac{l}{21.5}-0.05$	$e=\frac{l}{21.5}-0.05$
	2	0,6 – 1,0	$e=\frac{l}{25}+0.01$	$e=\frac{l}{25}-0.01$
	3	0.6	$e=\frac{l}{32.5}+0.08$	$e=\frac{l}{32.5}+0.05$
		0.7	$e=\frac{l}{36}+0.18$	$e=\frac{l}{36}+0.13$
		0.8	$e=\frac{l}{30}+0.08$	$e=\frac{l}{30}+0.05$
		0.9	$e=\frac{l}{27.5}+0.06$	$e=\frac{l}{27.5}+0.03$
	4	0,6	$e=\frac{l}{31}+0.12$	$e=\frac{l}{31}+0.08$
		0.7	$e=\frac{l}{31}+0.13$	$e=\frac{l}{31}+0.08$
		0.8	$e=\frac{l}{31}+0.14$	$e=\frac{l}{31}+0.09$
		0.9	$e=\frac{l}{25}+0.01$	$e=\frac{l}{25}-0.03$

4-5- Les portiques et les ponts cadres

4-5-1- Généralités [15-17]

Les ponts à poutres et les ponts dalles supposent généralement l'existence d'appuis indépendants du tablier, du type pile ou culée. Pour les ouvrages de faible portée, la solution la plus simple consiste à disposer une dalle armée sur deux culées remblayées. Mais cette solution est lourde et onéreuse ; il est beaucoup plus avantageux d'associer les culées au tablier pour constituer un portique ou un cadre fermé. Ce faisant, les murs de front des culées, appelés **piédroits**, participent à la flexion du tablier en la soulageant et réciproquement. Le choix entre un cadre et un portique dépend de la portée à franchir et de la qualité du sol de fondation.

Du point de vue fondations, les cadres s'accommodent d'une faible profondeur d'encastrement et d'un sol assez médiocre car ils appliquent une pression moyenne de l'ordre de 0,08 MPa (poids propre). Les portiques, lorsqu'ils sont fondés sur semelles nécessitent un sol de portance de calcul moyenne ou bonne (0,2 à 0,3 MPa). Lorsque le sol est de très mauvaise qualité, il ne faut jamais fonder un cadre sur pieux.

Du point de vue portée, le domaine d'emploi normal des cadres va jusqu'à une douzaine de m d'ouverture droite; les portiques prennent la relève à partir de 10 m et jusqu'à 18 m environ d'ouverture droite.

A noter que le choix des têtes peut conditionner celui de la structure. En général, on prévoit des murs en aile car ils permettent de réaliser les têtes les plus économiques. Pour les cadres de hauteur modérée, il est possible de prévoir des murs en retour suspendus. Si les têtes sont de très grande hauteur (> dizaine de m), leur coût devient énorme et les cadres ou portiques sont à abandonner.

4-5-2- les portiques (PIPO)

Un portique est un ouvrage en forme de U renversé constituant une structure monobloc. Les piédroits sont généralement de même épaisseur que la traverse, au-delà de 13 m d'ouverture, et d'épaisseur moindre au deçà. Les têtes sont en général des murs en aile. Sur un sol de bonne portance, la fondation est superficielle (encastrée de 1 à 3 m dans le sol). En plus, il est nécessaire de prévoir des goussets à la jonction de la traverse sur les piédroits pour assurer un parfait encastrement (de la première sur la deuxième). Pour les ouvrages autoroutiers, on effectue deux demi-ouvrages séparées par un vide central au niveau des tabliers (voir vue éclatée sur la figure 21 [15]).

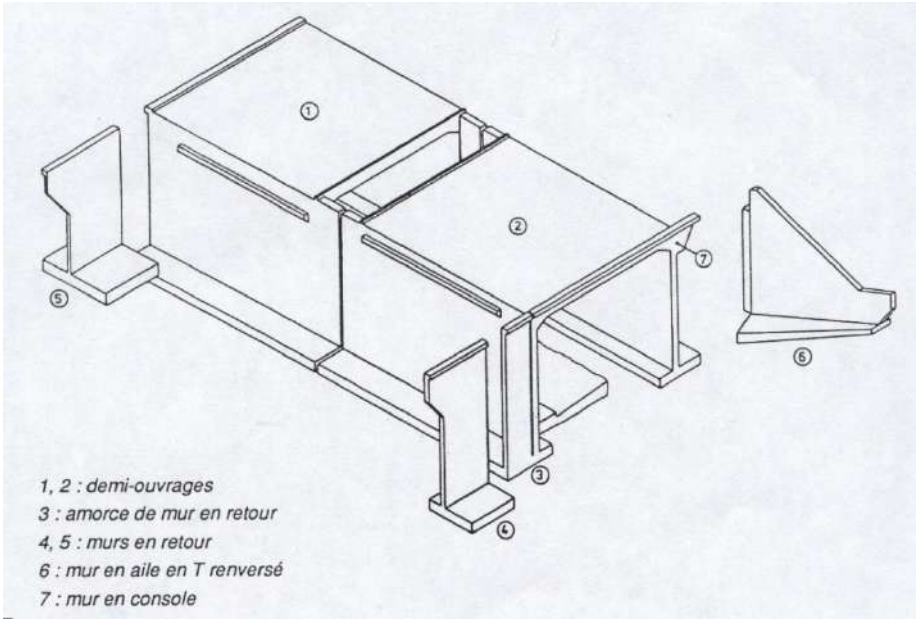


Figure 21: Vue éclaté d'un Portique Ouvert [15]

Photo N° 11 : PIPO avec un gousset supérieur
faisant partie des ouvrages de la pénétrante sud de Tunis.

A titre de grandeur, l'élancement recommandé (rapport de l'épaisseur de la traverse et l'ouverture) est de l'ordre de 1/20 à 1/25. Mais pour plus de précision, l'épaisseur de la traverse supérieure (E_3) ainsi que celle des piédroits (E_2), recommandé par le SETRA [15] est déterminée, pour un béton de classe B25, par la formule suivante :

$$E_3 = E_2 = \frac{\ell}{40} + 0{,}10 \qquad \text{(m)}.$$

où ℓ est l'ouverture biaise de l'ouvrage, avec un minimum de 0,30 m. Mais en Tunisie, cette épaisseur minimale peut aller jusqu'à 0,50 m pour faciliter le bétonnage dans de bonnes conditions.
En présence d'un remblai sur la traverse de hauteur H ; l'épaisseur E (E_3 et E_2) sont augmentées de la manière suivante :

$$E = E_0 \sqrt{1 + \frac{H \cdot \ell^2}{2\,000 \cdot E_0^2}}$$

Où E_0 est l'épaisseur initiale sans remblai et ℓ est l'ouverture biaise.

Le CEREMA a publié une mise à jour en se basant sur les Eurocodes [8]. Les nouvelles formules sont données dans le tableau N°10. La notion du q'u est la contrainte à la rupture du sol sous charge verticale centrée. La notion du kp estr la butée du remblai intérieur.

Tableau N°10 : Epaisseurs E3 et E2 de la traverse et des piédroits du PIPO, proposées par le CEREMA [10], d'après les Eurocodes.

Type d'ouvrage	Élément à dimensionner	q'_u = 0.6 à 1.0 MPa	Profil Autoroutier	Profil urbain
PIPO	Traverse et Piédroits	D=1.50m k_p=0	$e = \frac{l}{33} + 0.17 \geq 0.30m$	$e = \frac{l}{33} + 0.13 \geq 0.30m$
		D=2.50m kp=1		

Les goussets de jonction entre le piédroit et la traverse sont généralement de dimensions 0,30 m x 0,30 m à 0,40 m x 0,40 m. Ces goussets ont pour rôle d'assurer un encastrement entre le piédroit et la traverse. Ainsi, des aciers en attente doivent sortir du piédroit lors de son exécution (photo N°12).

Photo N° 12 : Ferraillage en attente pour la traverse sortant du piédroit et ferraillage incliné pour le gousset. (Echangeur de Ksar Saïd à Tunis).

En ce qui concerne la semelle du portique, son épaisseur peut être prise égale à celle des piédroits avec un minimum de 0,60 m. Alors que sa largeur et son excentrement (figure N°22) sont déterminés d'après les abaques présentés sur les figures N°23 à 26. Ces abaques sont en fonction de la fiche D dans le sol. Celle de gauche (respectivement droite) donne la largeur droite B (respectivement l'excentrement e) de la semelle en fonction de la pression q'_{max} admissible du sol à l'ELS.

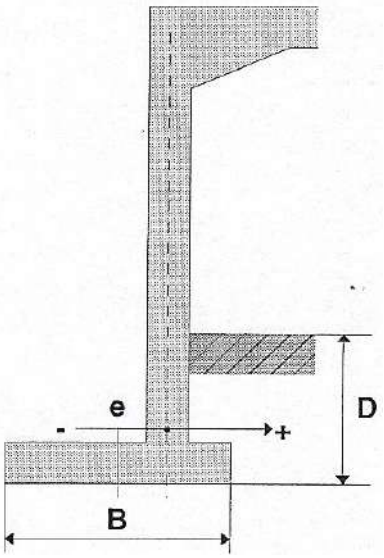


Figure N°22 : Notation pour la conception des semelles d'un PIPO [15].

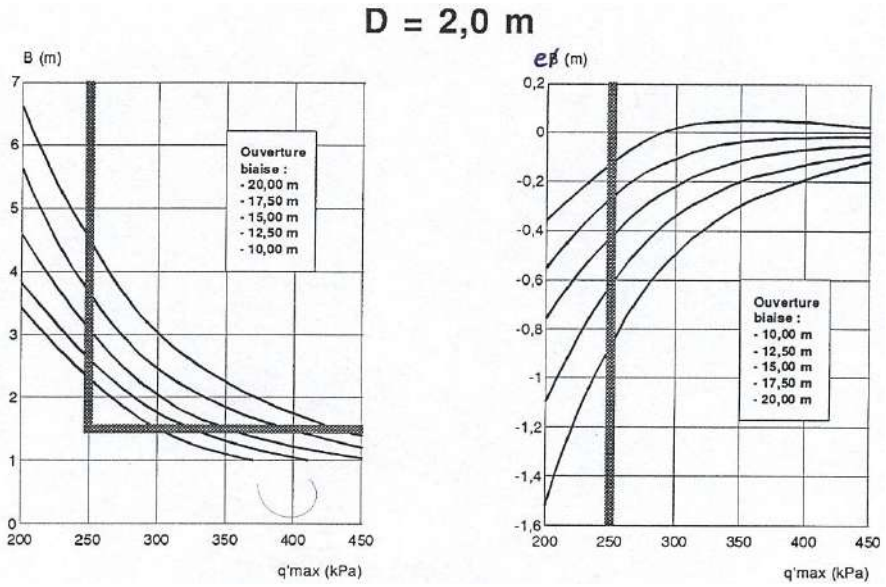


Figure N°23 : Largeur et excentrement des semelles d'un portique pour une fiche D de 2,0 m [15].

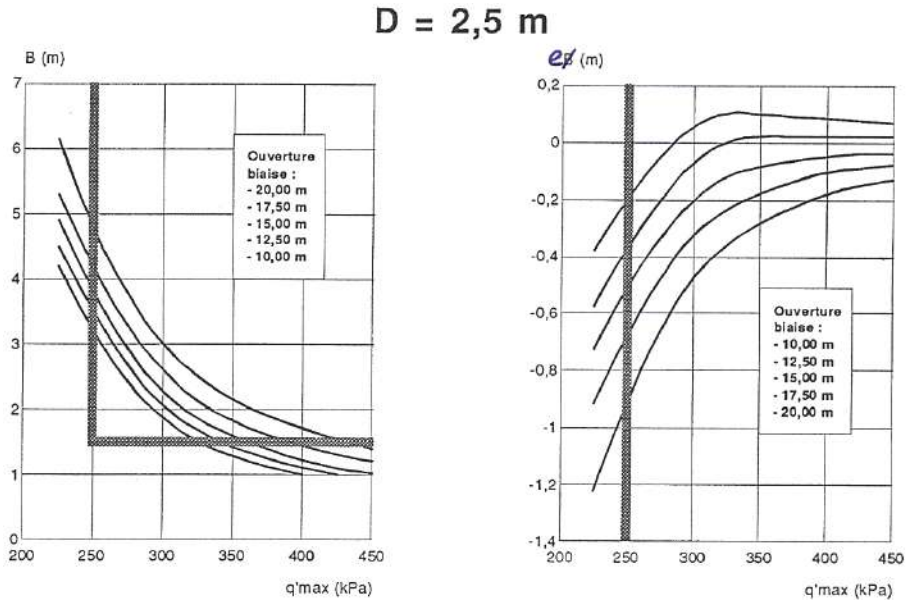


Figure N°23 : Largeur et excentrement des semelles d'un portique pour une fiche D de 2,5 m [15].

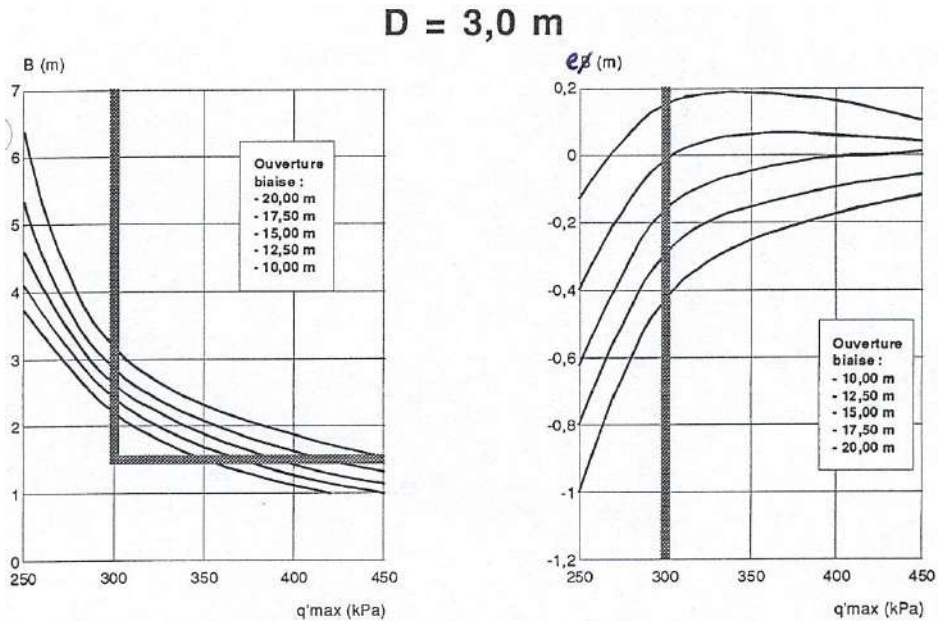


Figure N°23 : Largeur et excentrement des semelles d'un portique pour une fiche D de 3,0 m [15].

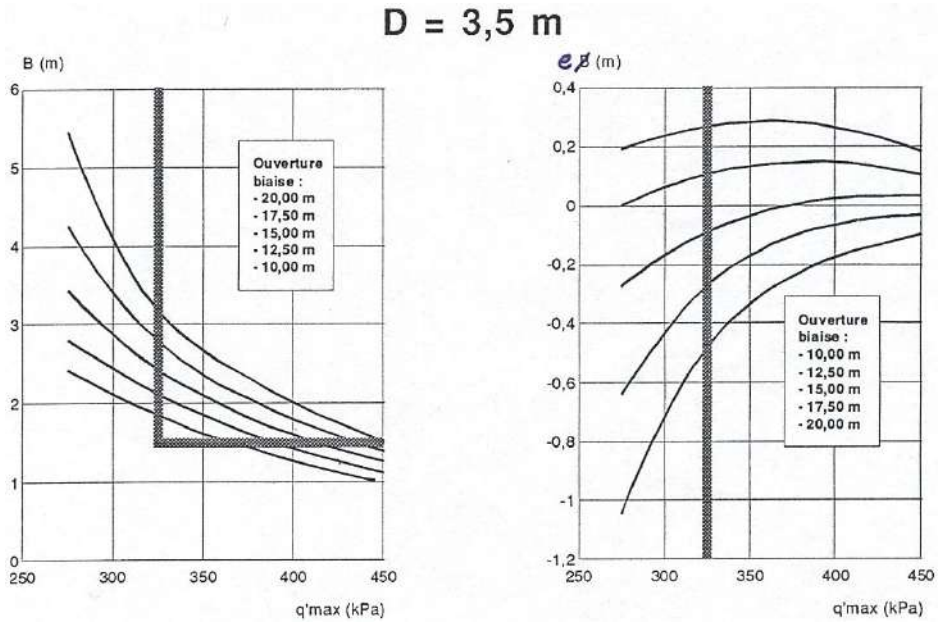


Figure N°23 : Largeur et excentrement des semelles d'un portique pour une fiche D de 3,5 m [15].

Lors de l'emploi de ces courbes, nous tirons l'attention pour les remarques suivantes :

- La partie des courbes située à droite du trait vertical correspond au domaine normal des PIPO.
- La partie des courbes située à gauche peut comporter des valeurs devant faire l'objet d'une détermination plus fine.
- Lorsque la largeur de la semelle est inférieure à 1,5 m, il faut faire attention à la stabilité des piédroits lors de la construction. Dans ce cas, il suffit d'augmenter q'max pour obtenir une largeur d'environ 1,5 m.

Le CEREMA a également présenté une mise à jour des dimensions des semelles. Des abaques (Figs. N°24 aux N°31) ont été établies pour des largeurs de semelles B en fonction des ouvertures du portique, des profils autoroutiers (D) et de la valeur de la butée q'_u (MPa).

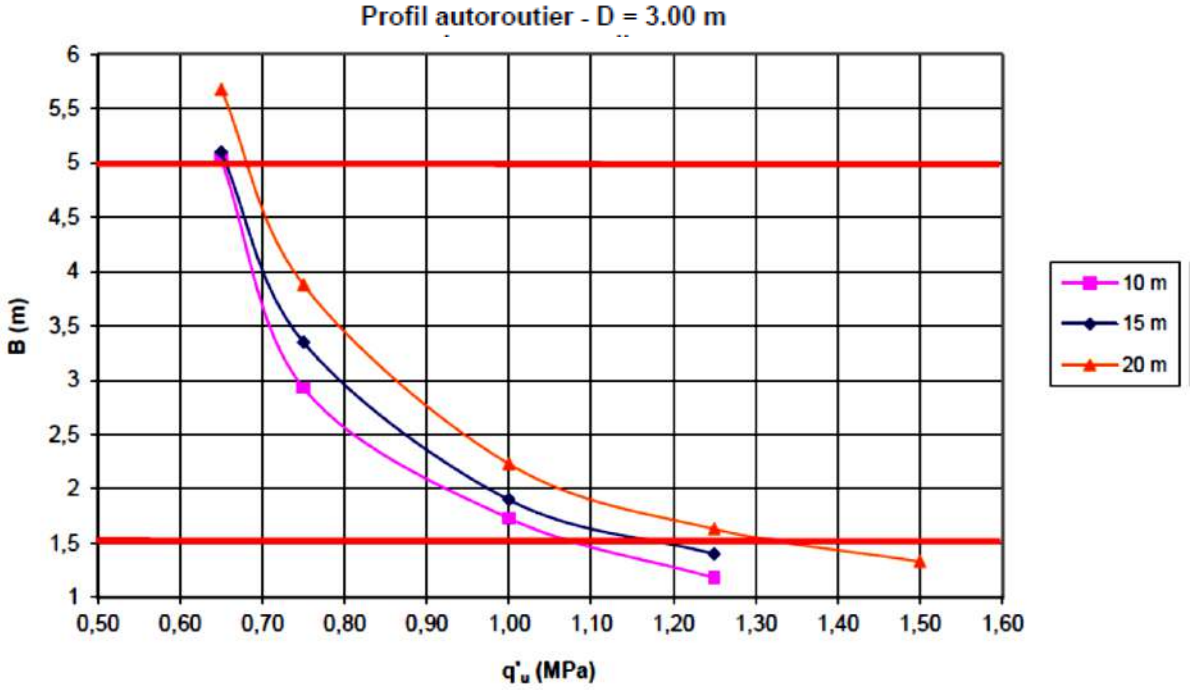


Figure N°24 : Largeur des semelles d'un portique pour une fiche D de 3,0 m, kp=1 [10].

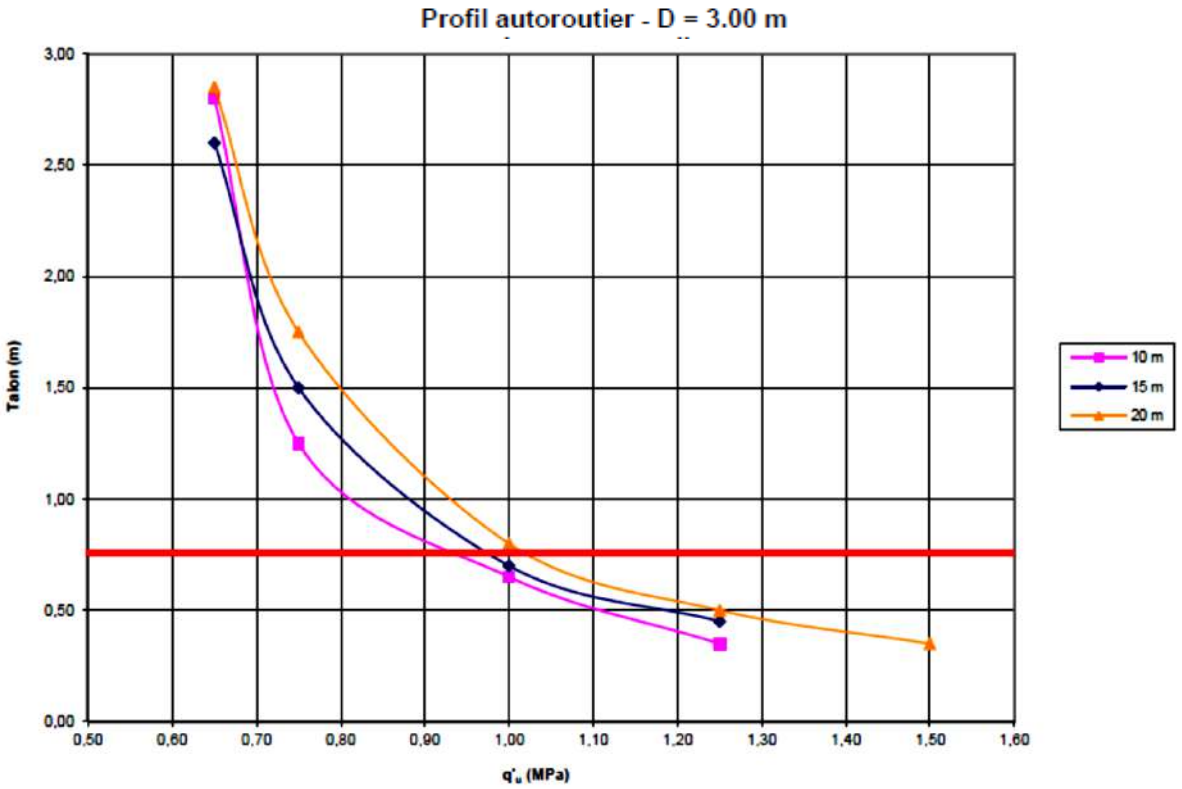


Figure N°25 : Largeur du talon d'un portique pour une fiche D de 3,0 m, kp=1 [10].

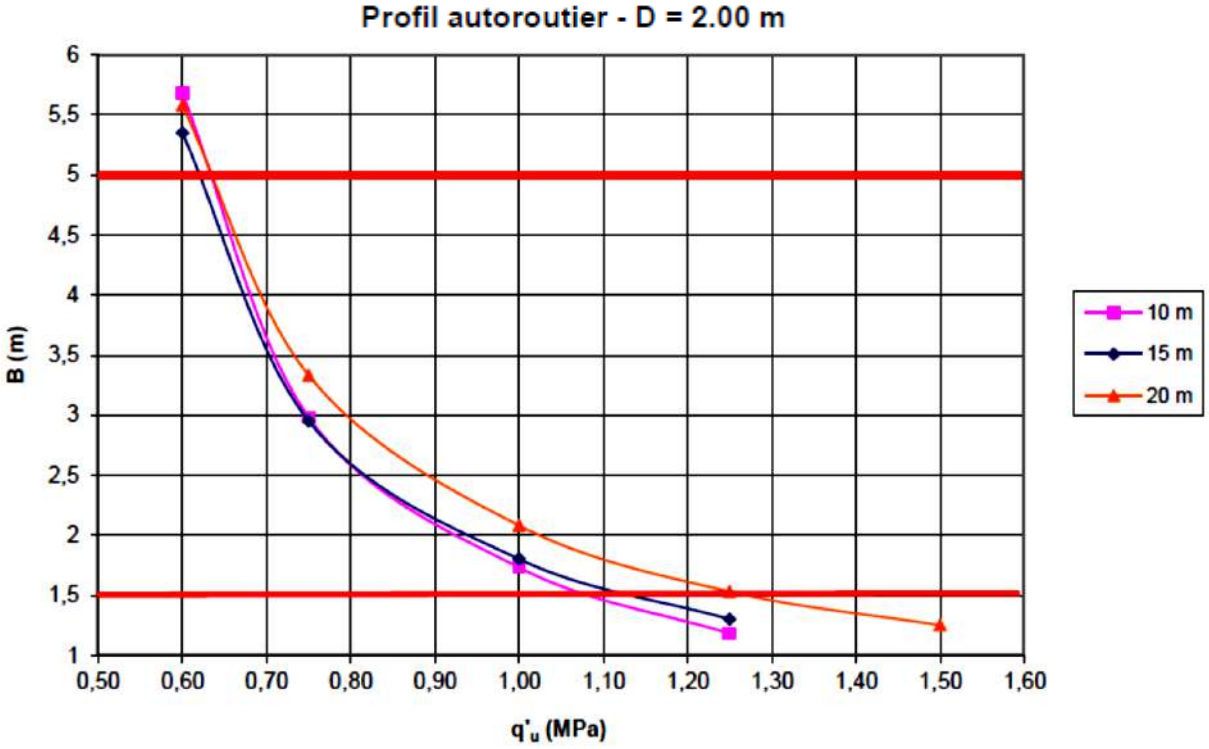


Figure N°26 : Largeur des semelles d'un portique pour une fiche D de 2,0 m, kp=1 [10].

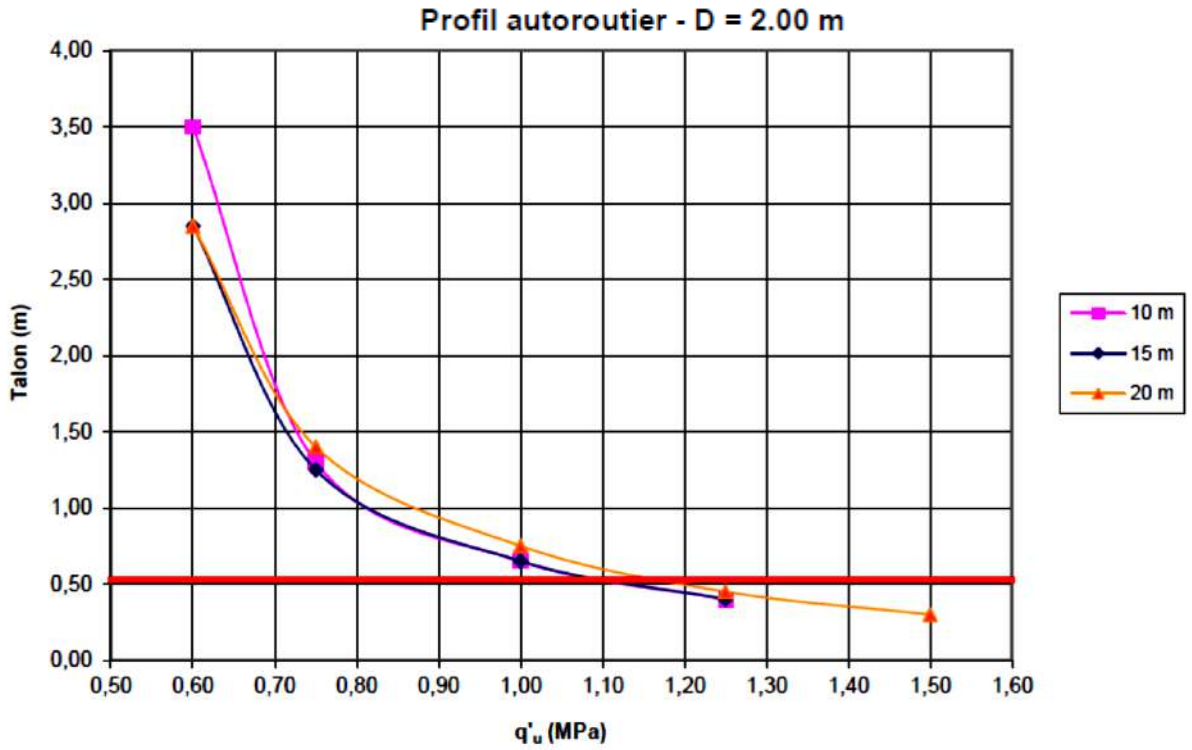


Figure N°27 : Largeur du talon d'un portique pour une fiche D de 2,0 m, kp=1 [10].

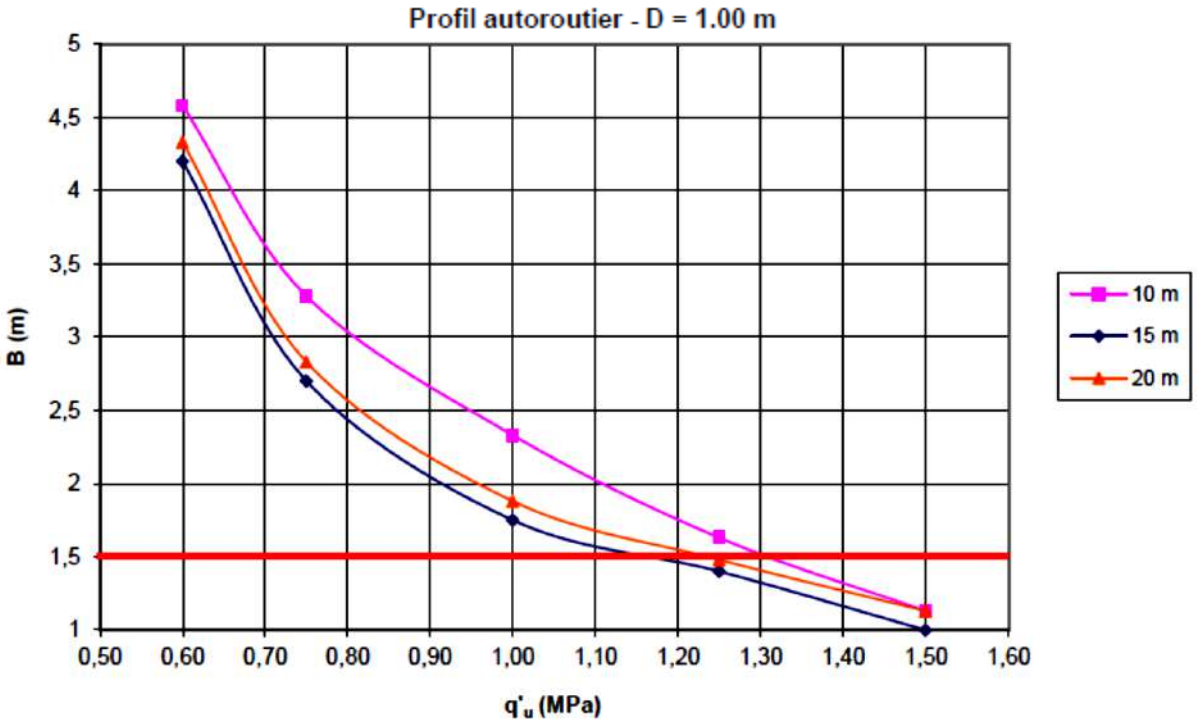


Figure N°28 : Largeur des semelles d'un portique pour une fiche D de 1,0 m kp=1 [10].

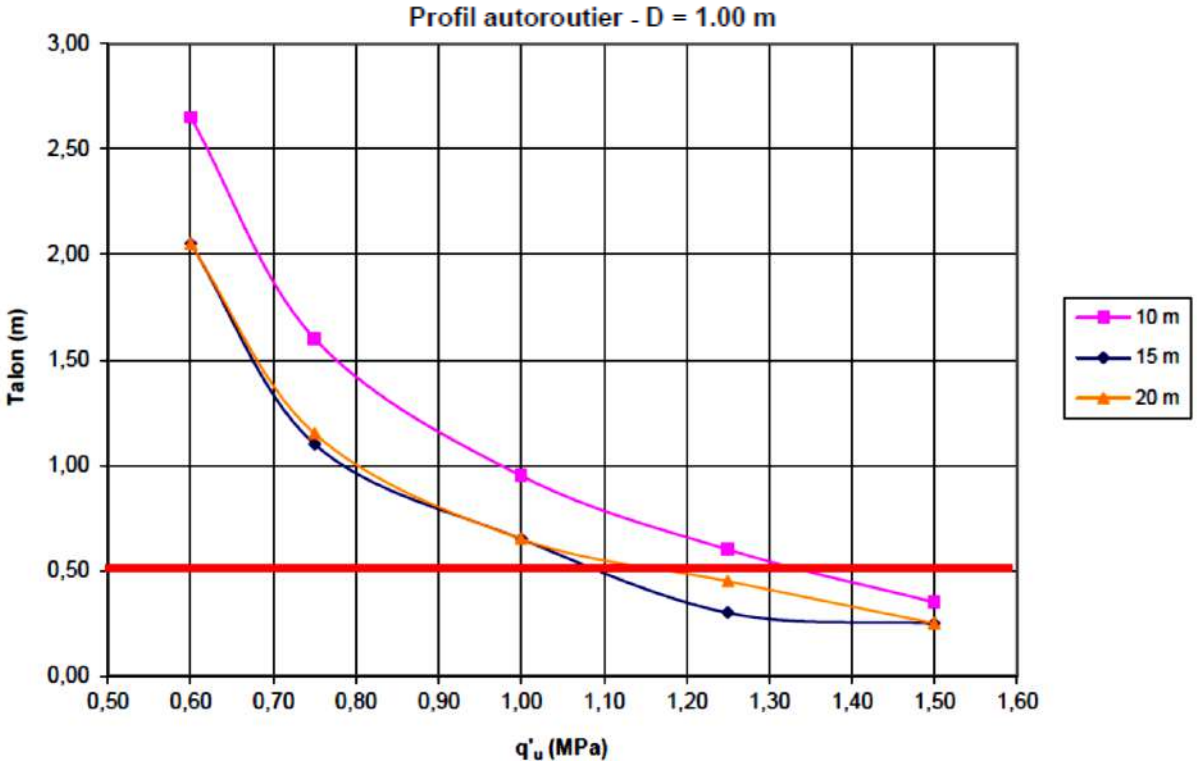


Figure N°29 : Largeur du talon d'un portique pour une fiche D de 1,0 m, kp=1 [10].

Pour un coefficient de béton nul (kp =0), le CEREMA propose les deux abaques de la largeur des semelles et du talon selon les figures N°30 et N°31.

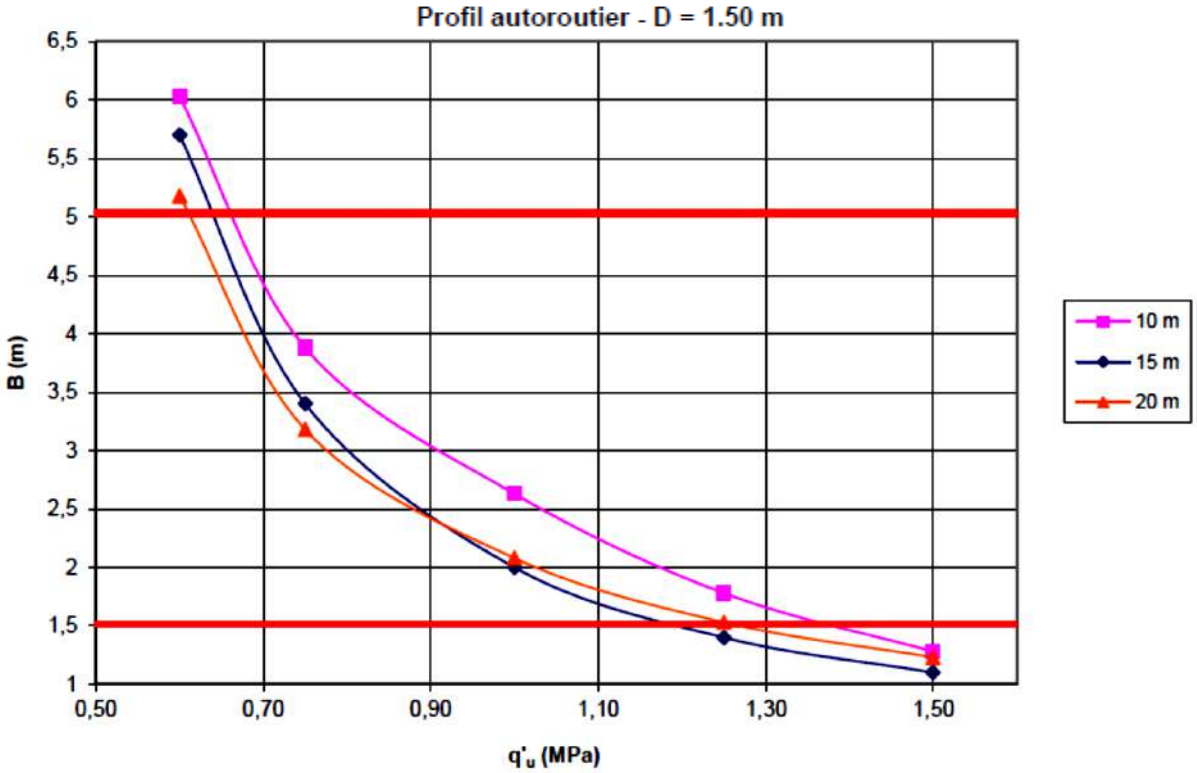


Figure N°30 : Largeur des semelles d'un portique pour une fiche D de 1,5 m, kp =0 [10].

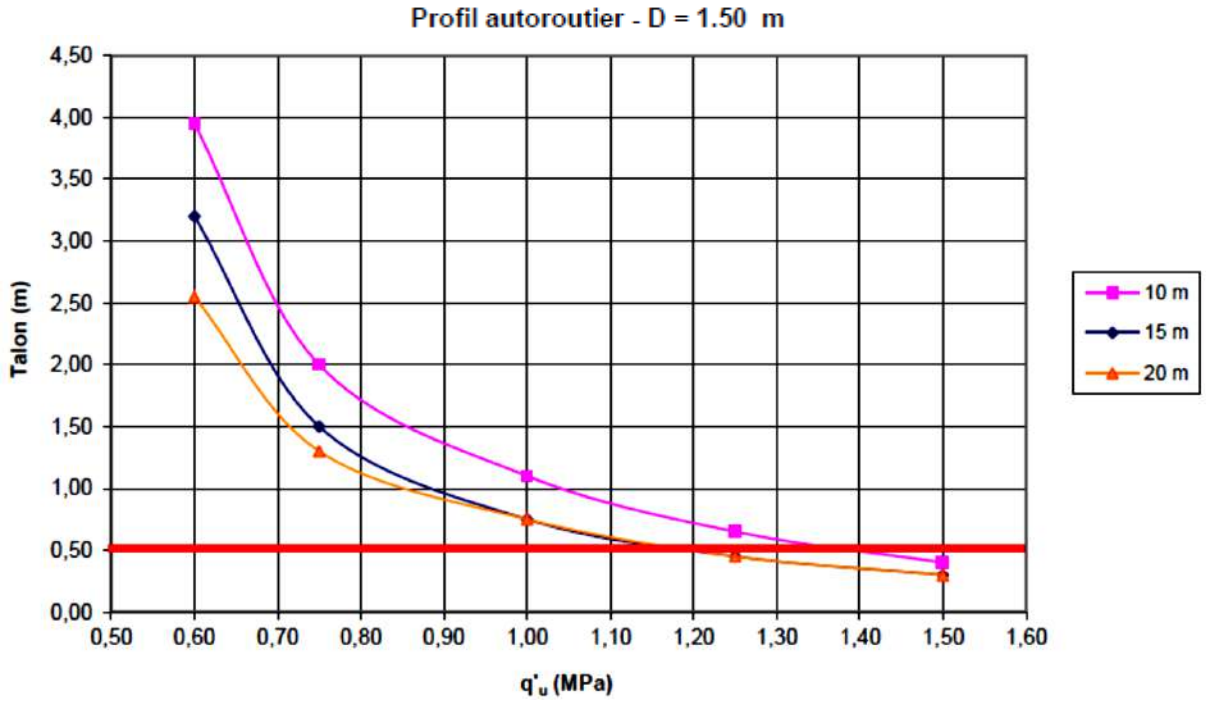


Figure N°31 : Largeur du talon d'un portique pour une fiche D de 1,5m, kp =0 [10].

Pour toutes les figures de la mise à jour, à se référer au document du CEREMA [8] pour les hypothèses de calibration et les domaines de validité des abaques.

4-5-3- Les Portiques Ouverts Doubles (POD)

Les Portiques Ouvert Double (POD) sont des structures dérivées des portiques ouverts simples. Ce sont des portiques de plus en plus employés puisqu'ils capables de franchir des brèches plus importantes que les PIPO tout en restant plus économiques que d'autre ouvrages.

Photo N°13 : POD employé comme un passage supérieur
sur l'autoroute Tunis-Hammamet

Pour un POD, la pile centrale soulage la traverse, ainsi celle-ci est soumise à des efforts plus faibles pour une même surcharge que dans le cas des PIPO. Par rapport à ce dernier, le POD multiplie par deux les possibilités de franchissement : 2 x 9 m à 2 x 22 m d'ouverture biaise. Son domaine d'emploi se superpose à celui des ponts-dalles. Pour un ouvrage non symétrique, la dissymétrie des portées est de 1,5 au maximum pour des raisons esthétiques. Les inconvénients d'un POD sont que celui-ci ne présente pas autant de transparence qu'un ouvrage à 4 travées et de plus il est sensible aux tassements différentiels (comme tous les portiques). Les avantages d'un POD sont la limitation des emprises (milieu urbain) et en plus la structure est monolithique donc rustique.

En général les avantages des portiques sont :

- •Encastrement de la traverse sur piédroits ⇒ minceur
- •Pas de joint de chaussée ni appareil d'appui ⇒ pas d'entretien

En ce qui concerne la conception d'un POD, les semelles présentent une largeur de 1,1 de celles du PIPO (piédroits). Alors que pour la pile centrale l'épaisseur est de 50 cm pour une longueur totale ≤ 35 m. Sinon, l'épaisseur de la pile est égale à celle de la traverse sans dépasser 70 cm. La traverse est posée sur la pile à travers un appui qui est considéré comme une articulation type Freyssinet (rotule dans les hypothèses de calcul, voir Figure N°32 et N°33). Ces articulations, de 7 cm de largeur généralement, sont au nombre de 3 pour un tablier de largeur droite ≤ 9m (Voir Photo N°14) et au nombre de 4 pour les autres cas.

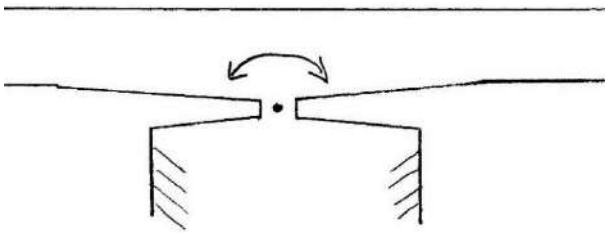


Figure N°32 : Schéma de l'appui de la traverse sur la pile centrale pour un POD (appui Freyssinet) [18].

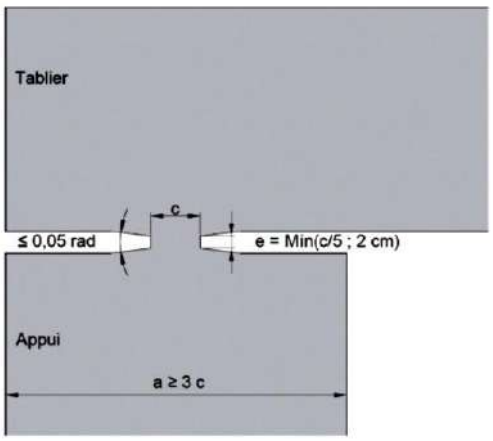


Figure N°33 : Coupe longitudinale du noyau d'une articulation de type rétrécie de béton [18].

Photo N°14: Ferraillage de la connexion voile intermédiaire et traverse pour un POD de l'intercommunale à Tunis (chantier par l'entreprise Chabaane et Cie).

Les goussets de la traverse sur pile sont nécessaires puisqu'au droit de l'appui, la traverse subit des sollicitations importantes. Comme pour le cas des PIPO les goussets de la liaison traverse-piédroits améliorent le degré d'encastrement et évitent toute concentration de contraintes. Leurs dimensions sont d'environ 39x90 cm. Pour des raisons d'esthétique, il est recommandé de se rapprocher du rapport h/l de 0,618 considéré comme un nombre d'or ! [17,18].

4-5-4- les ponts cadres (PICF)

Les cadres se présentent sous la forme d'un "tube" à section droite rectangulaire. Les cadres peuvent être utilisés comme petits ouvrages hydrauliques ou comme petits ouvrages sous remblai. La traverse inférieure constitue la fondation enterrée conçue comme un radier général mince en BA, exécuté en béton maigre.

Les têtes sont traitées soit en murs en aile, soit en murs en retour, soit en murs suspendus. Le choix entre ces divers types est fonction de plusieurs critères, dont le critère esthétique. Ainsi, lorsque la voie franchie est en déblai, et que par la suite la voie portée ne sera qu'en léger remblai, un type à murs en retour sera plus indiqué car il rendra l'ouvrage plus discret dans le site. Par contre, lorsque la voie franchissante est en fort remblai, le type à murs en aile est préférable car il réduit l'effet du "vide" au passage de l'ouvrage, et produit un effet d'entonnement à l'entrée du cadre.

Comme dans le cas des portiques, il est nécessaire de prévoir des goussets à la jonction des traverses (supérieurs et inférieure) et des piédroits. Une vue éclatée est présentée dans la figure N°34 [16].

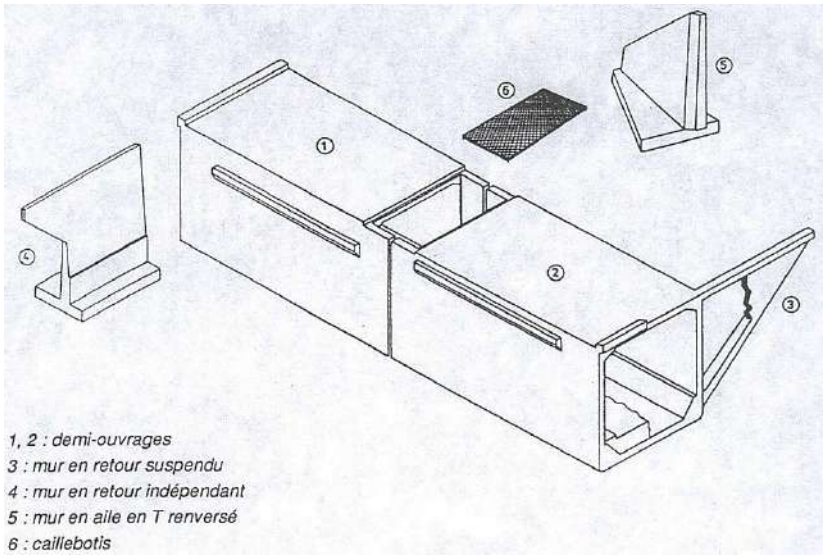


Figure N°34 : Vue éclaté d'un PICF [16].

Photo N° 14 : un PICF sous la RN3 à côté de Mhamdia-Tunis.

L'élancement des traverses (supérieure et inférieur) est de l'ordre de 1/20 à 1/25. L'épaisseur de la traverse supérieure (E_3), recommandé par le SETRA [16] est déterminée, pour un béton de classe B25, par la formule suivante :

$$E_3 = \frac{\ell}{32} + 0{,}125 \text{ (m)}.$$

où ℓ est l'ouverture biaise de l'ouvrage, avec un minimum de 0,30 m.

En ce qui concerne l'épaisseur du piédroit (E_2) et celle de la traverse inférieure (E_1), le SETRA a présenté deux abaques présentés sur la figure N°26 donnant ces épaisseurs en fonction de l'ouverture biaise et du module de pseudo-élasticité du sol ESOL.

A défaut de valeur plus représentatives, Esol, tirée d'essais en place, on pourra adopter les valeurs indiquées dans le tableau N°11, qui, bien que très approximatives, sont néanmoins suffisantes pour un dimensionnement des épaisseurs.

Tableau N°11 : Valeur de ESOL en MPa en fonction des sols d'assises sous les PICF [16].

	Argile	Limon	Sable	Grave
Surconsolidé ou très serré	802	70	180	300
Normalement consolidé ou normalement serré	55	50	150	170
Sousconsolidé altéré et remanié ou lâche	30	15	30	---

Rocher	Très peu fracturé	normal	Très fracturé	Très altéré
	1600	1000	800	160

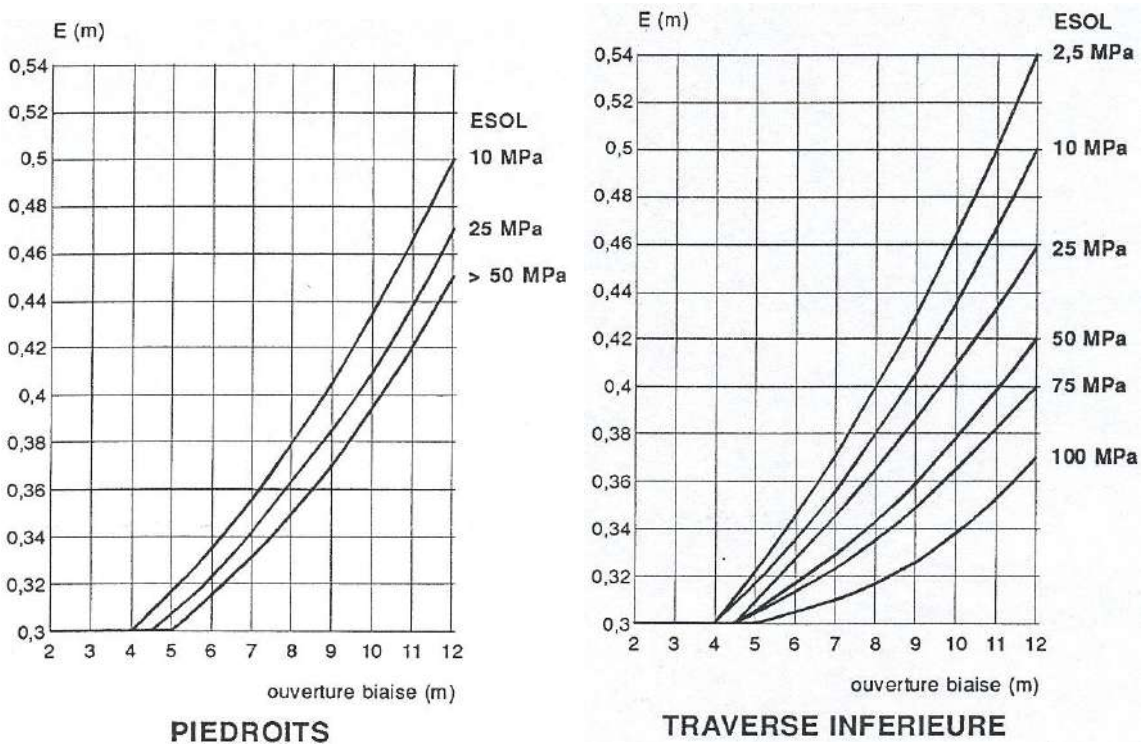


Figure N°26 : Abaques donnant les épaisseurs du piédroit (E_2) et de la traverse inférieure (E_1) en fonction de l'ouverture biaise (ℓ) et du module de pseudo-élasticité du sol (ESOL) [16].

Ces abaques sont établies pour des ouvrages ne recevant pas de charges particuliers (tel que militaire), construit avec un béton de classe B25 et n'ayant pas de remblai sur la traverse supérieure. Si cette dernière condition n'est pas satisfaite (existence de remblai), les valeurs trouvées par les abaques ci-dessus (E_{i0}) sont corrigés par [16] :

$$E = E_0 \sqrt{1 + \frac{H \cdot \ell^2}{2\,000 \cdot E_0^2}}$$

ℓ est l'ouverture biaise et H est la hauteur du remblai (m).

Les dimensions des goussets du PICF sont présentés dans le tableau N°12, ci-après :

Tableau N°12 : Prédimensionnement des goussets d'un PI-CF [16].

Ouverture	Gousset supérieur	Gousset inférieur
2 à 4 m	0,2 x 0,2 à 0,3 x 0,3	0,2 x 0,2 à 0,4 x 0,4
≥ 4 m	0,3 x 0,3 à 0,4 x 0,4	0,4 x 0,4 à 0,5 x 0,5

Mais le CEREMA a présenté une mise à jour des prédimensionnements des éléments du PICF, selon le tableau N°13.

Tableau N°13 : Prédimensionnement des épaisseurs des éléments d'un PI-CF [10].

Type d'ouvrage	Élément à dimensionner	Esol	Profil Autoroutier	Profil urbain
PICF	Traverse		$e = \frac{l}{23} + 0.08 \geq 0.30m$	$e = \frac{l}{26} + 0.08 \geq 0.30m$
	Piédroit		$e = \frac{l}{45.5} + 0.21 \geq 0.30m$	$e = \frac{l}{45.5} + 0.18 \geq 0.30m$
	Radier	2 MPa	$e = \frac{l}{25} + 0.12 \geq 0.30m$	$e = \frac{l}{25} + 0.10 \geq 0.30m$
		10 MPa	$e = \frac{l}{27} + 0.13 \geq 0.30m$	$e = \frac{l}{32} + 0.15 \geq 0.30m$
		25 MPa	$e = \frac{l}{46.5} + 0.21 \geq 0.30m$	$e = \frac{l}{69} + 0.23 \geq 0.30m$
		50 MPa	$e = \frac{l}{66.5} + 0.22 \geq 0.30m$	$e = \frac{l}{74} + 0.22 \geq 0.30m$

Le taux du ferraillage proposé par le CEREMA [10] est donnée par le Tableau N° 14 suivant :

Tableau N°14 : Taux de ferraillage cibles proposé par le CEREMA pour un PI-CF et un POD [10].

Partie d'ouvrage	PICF	PIPO
Encastrement piédroit-traverse (nappe sup traverse, nappe ext piédroit)	50 kg/m³	70-75 kg/m³
Mi-traverse, nappe inf	60 kg/m³	65-70 kg/m³
Encastrement piédroit-radier (nappe inf radier, nappe ext piédroit)	75 kg/m³	/
Mi-radier, nappe sup	70 kg/m³	

4-6- Résumé des élancements

Le tableau N°15 présente un résumé des élancements proposé par le SETRA pour les ouvrages courants.

Tableau N°15 : Résumé des élancements conseillés pour les ouvrages courants [1].

Type		1 travée	2 travées			3 travées ou plus		
			épaisseur constante	épaisseur variable		épaisseur constante	épaisseur variable	
				sur appui	en travée		sur appui	en travée
Cadres et portiques	PI - CF	1/25 è	--	--	--	--	--	--
	PI - PO	1/25 è	--	--	--	--	--	--
	POD	--	1/27 è	--	--	--	--	--
Ponts Dalles	PSI - DA	1/22 è	1/23 è	--	--	1/28 è	--	--
	PSI - DP	1/25 è	1/28 è	--	--	1/33 è	--	--
	PSI-DN-E	1/22 è	1/25 è	1/20 è	1/30 è	1/30 è	1/24 è	1/42 è
Ponts à Poutres	TI - BA	1/17 è	--	--	--	--	--	--
	PSI - BA	--	1/20 è	--	--	1/20 è	--	--
	VI - PP	1/17 à 1/22	--	--	--	--	--	--

Références relatives au Chapitre 4.

[1] SETRA, « les Ponts Types du SETRA », Plaquette du SETRA, 1979 (réimpression en 1985).

[2] SETRA, « VIPP, Ponts à Poutres Précontraintes par Post-tension : Guide de Conception », 1996.

[3] A. Bernard-Gély et J.A. Calgaro, "Conception des ponts", Presses de l'ENPC, 1994.

[4] A. Bernard-Gély, "La Conception des ponts", Cours polycopié de l'ENPC, Mastère Ouvrages d'Art, 1987.

[5] H. Thonier, "Le Béton Précontraint aux Etats Limites", Presses de l'ENPC, 1985.

[6] SETRA, "VI-PP", Dossier Pilote, Pièce 1.3, SETRA, 1967.

[7] SETRA, "Ponts-Dalles : Guide de Conception", 1989.

[8] A. Freret, « Guide Pratique pour la Conception Géométrique des Routes et Autoroutes », Ed. Eyrolles, 1981.

[9] CIMBETON, "Les ponts courants en béton", Collection Technique T41, Bétons et Ouvrages d'Art, Tome 1, 2005, https://www.infociments.fr/ponts-et-passerelles/betons-et-ouvrages-dart-tome-1 .

[10] CEREMA, " Abaques de pré-dimensionnement de ponts courants à partir de CHAMOA-P ", Logiciels Ouvrages d'Art, Direction technique infrastructures de transport et matériaux, 2014.

[11] J.A. Calgaro et M. Virlogeux, "Projet et Construction des Ponts: Généralités, Fondations, Appuis et Ouvrages Courants", Presses de l'ENPC, Paris, 1987.

[12] SETRA, "PSI-DP", Dossier Pilote, SETRA, 1969.

[14] SETRA, "PSI-DN", Dossier Pilote, SETRA, 1981.

[15] SETRA, "PI-PO", Dossier Pilote, SETRA, 1974.

[16] SETRA, "PI-CF", Dossier Pilote, SETRA, 1967.

[17] SETRA, « Ponts-cadres et Portiques : Guide de Conception », 1992.

[18] SETRA, « POD 76 », Dossier Pilote, SETRA ,1976.

LES ÉQUIPEMENTS DES PONTS

5-1- Introduction.	p 116
5-2- Les appareils d'appui.	p 117
5-3- Le revêtement des tabliers.	p 123
5-4- Les trottoirs.	p 126
5-5- Les dispositifs de retenues.	p 128
5-6- Les joints de chaussées.	p 134
5-7- Les systèmes d'évacuation des eaux.	p 135
5-8- Les corniches.	p 136
5-9- La dalle de transition.	p 136

5-1- Introduction.

Les équipements représentent l'ensemble des dispositifs dont le but est de rendre un tablier de pont capable d'assurer sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers et d'assurer la durabilité de l'ouvrage. On distingue:

- ✓ Les appareils d'appui.
- ✓ Le revêtement des tabliers.
- ✓ Les trottoirs.
- ✓ Les dispositifs de retenues.
- ✓ Les joints de chaussées.
- ✓ Les systèmes d'évacuation des eaux.
- ✓ Les corniches.
- ✓ La dalle de transition.
- ✓ Autres équipements divers (les perrées, l'éclairage, la signalisation, les écrans acoustiques, les dispositifs de visite).

Trop souvent considérés comme accessoires, les équipements remplissent un certain nombre de fonctions :

- ➢ La sécurité (bordures des trottoirs, dispositifs de retenues, grilles).
- ➢ La protection et la maintenance des éléments structurales (étanchéité, évacuation des eaux, perrés).
- ➢ Le bon fonctionnement de la structure (appareils d'appui et joints de chaussées).
- ➢ Le confort de la chaussée (dalle de transition, joint de chaussée).
- ➢ L'esthétique (corniche et garde-corps).
- ➢ La possibilité de visite et d'entretien du pont (échelles, portes, passerelles).

Ainsi, les équipements interviennent dans la conception d'un ouvrage (élargissement due à l'existence des dispositifs de retenue), dans son dimensionnement (prise en compte du poids propre des éléments de la superstructure), dans sa fonction et dans sa durée de vie (fonctionnement correct et protection de la structure).

Les équipements peuvent subir une usure accidentelle (dispositif de retenue) ou normale (corrosion). C'est pourquoi, ils sont souvent l'objet d'un entretien ou même remplacement. Par conséquent, ils doivent être conçus de manière à pouvoir les réparer ou changer facilement.

5-2- Les appareils d'appui

Le tablier repose sur les appuis (piles et culées) à travers les appareils d'appui qui lui transmettent les efforts verticaux et horizontaux et les rotations (Figure N°1).

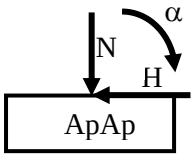


Figure N°1 : Sollicitations appliquées sur l'appareil d'appui.

N : Efforts Normaux provenant des efforts verticaux (poids propre et surcharges).

V : Efforts Horizontaux provenant des efforts de freinage, de retrait (et fluage), de dilatation thermique et de la rotation aux appuis.

α : Rotation due à la pose et aux surcharges.

Les appareils d'appui jouent un rôle structural assez important. De nos jours, certains ne les considèrent plus comme un équipement même un élément principal de la structure tel que les appuis ou les fondations. Le dimensionnement des appareils d'appui nécessite une étude assez complexe puisque les appareils d'appui sont souvent associés aux appuis et aux fondations (notamment en ce qui concerne la répartition des efforts horizontaux sur les appuis). On distingue quatre types d'appareils d'appui: les appareils d'appui en béton, les appareils d'appui en élastomère fretté, les appareils d'appui spéciaux, les appareils d'appui métalliques.

5-2-1- les appareils d'appui en béton

Connue comme appui Freyssinet, les articulations en béton sont obtenues à partir d'un rétrécissement de béton, qui en se plastifiant forme une rotule ou à travers l'insertion d'un goujon qui représente un appui fixe (Figure N°2 et Photo N°1).

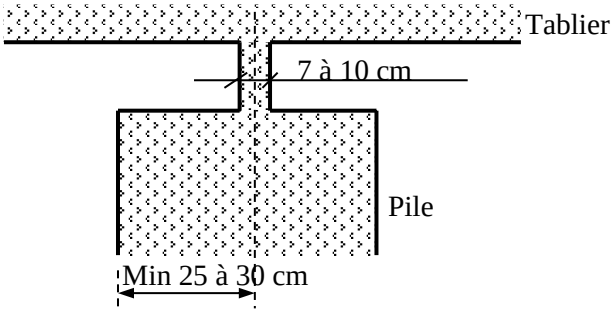


Figure N°2 : Articulation mince type Freyssinet

Photo N°1: Ferraillage de la connexion voile intermédiaire et traverse pour un POD de l'intercommunale à Tunis (chantier par l'entreprise Chabaane et Cie).

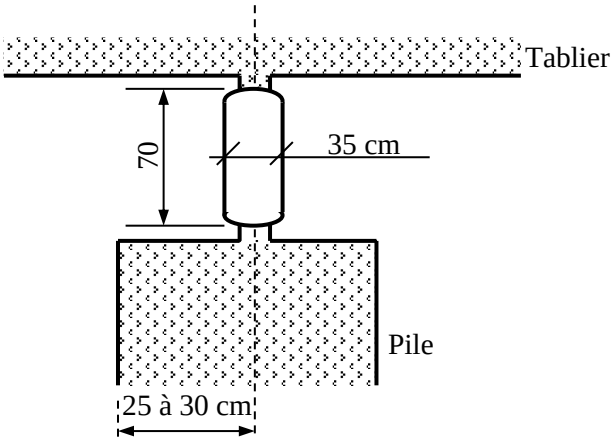


Figure N°3 : Balancier en BA.

Photo N°1 : Appareil d'appui en béton (balancier en BA)
existant dans le pont sur oued Medjerda sous la RN8.

5-2-2- les appareils d'appui en élastomère fretté.

a) Introduction.

Ce type d'appareils est le plus employés en Tunisie. L'élastomère (ou encore néoprène) est une sorte de polymère de couleur noire. L'appareil est fretté par des tôles d'acier incorporés dans l'élastomère (tel qu'un millefeuille).

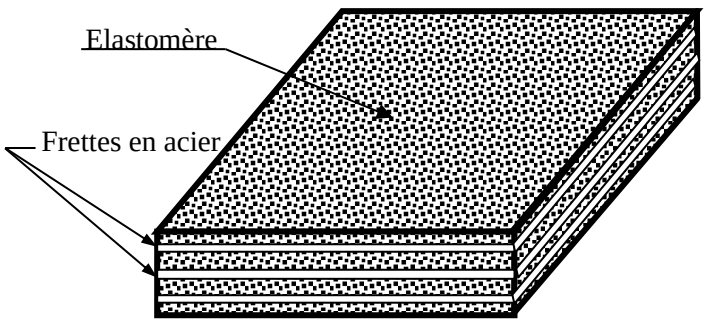


Figure 4 : Schéma d'un appareil d'appui en élastomère fretté (en coupe).

Photo N°2: Appareil d'appui en élastomère fretté

b) Disposition des appareils d'appui pour les ouvrages courants :

✓ Cas des ponts à poutres : 1'Appareil d'Appui (ApAp) sous chaque poutre, posé directement sous la poutre sur un bossage en béton fretté.

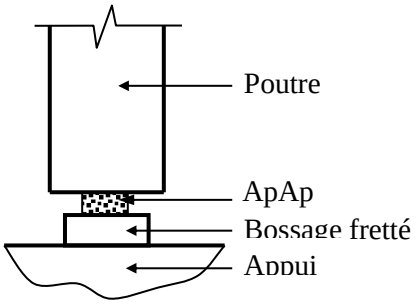


Figure 5 : Schéma d'un appareil d'appui sous une poutre.

Phot N°3 : Appareil d'appui en élastomère fretté sous une poutre
dans l'ouvrage du pont sur oued Limaou à Gabès.

Le Bossage sous l'appareil d'appui est nécessaire puisque des charges concentrées assez importantes agissent sur le point de contact entre la poutre et l'appui. Ce bossage est généralement en

béton armé par des frettes. Un contre-bossage n'est pas nécessaire puisque la poutre est assez ferraillée pour reprendre les forces concentrées.

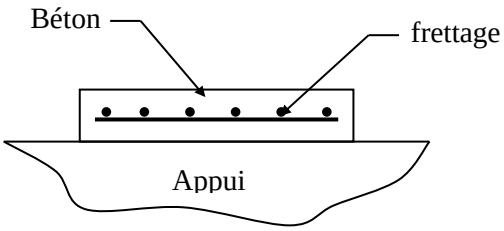


Figure 6 : Schéma d'un bossage fretté.

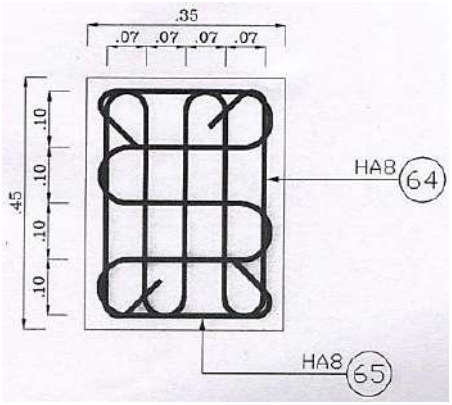


Figure N° 7 : Plan d'un frettage pour le bossage sous un appareil d'appui.

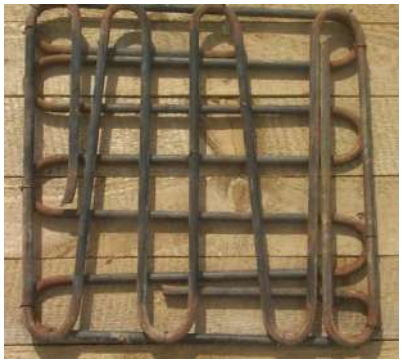


Photo N°4 : Acier de frettage pour un bossage (PS à Hammam-Lif).

Les appareils d'appui en élastomère fretté sont assez sensibles à leur environnement et nécessitent un changement lorsqu'elles sont dégradées. Pour les changer, on pose des vérins sous le tablier pour le soulever. Cette opération s'appelle le vérinage. Ces vérins sont posés sur un bossage (existant pour les nouveaux ouvrages).

Pour les ponts à poutres, les vérins seront posés sous l'entretoise d'appui qui est conçu pour cette opération. Ainsi, et notamment pour les nouveaux ouvrages, un bossage est prévu pour le vérinage pour indiquer la position des vérins et pour que ce bossage reprend les concentrations des charges apportés lors de vérinage.

- ✓ Cas des ponts dalles : Le nombre d'appareils d'appui varie selon la largeur de la dalle. Dans ce cas, en plus d'un bossage sous l'appareil d'appui, un contre-bossage entre celle-ci et la dalle est nécessaire. De même, un bossage et un contre-bossage pour le vérinage est nécessaire.

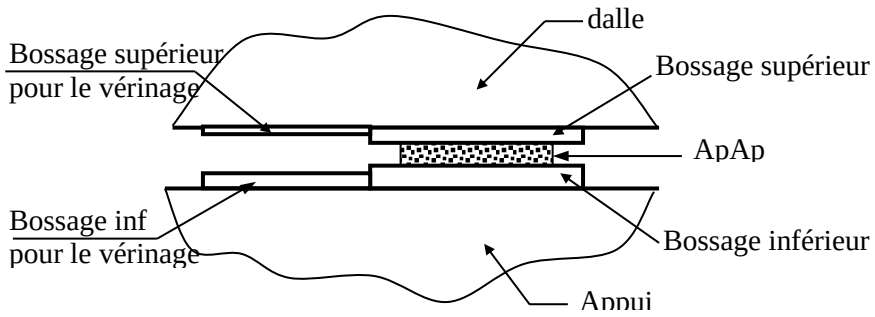


Figure 8 : Schéma d'un appareil d'appui sous une dalle.

- ✓ Cas des portiques : Pas d'appareil d'appui.

c) Environnement de l'appareil d'appui : Disposition de l'appareil et de son bossage.

L'appareil d'appui doit être bien cadré sur son bossage (et sous son contre-bossage éventuel). Ainsi, une distance minimale de 5cm de chaque côté est exigée entre le bord du bossage et l'appareil. De plus une distance minimale de 5 cm est aussi exigée entre le bossage et l'extrémité de l'appui. Pour les ponts dalles, un contre bossage est aussi recommandé entre l'appareil d'appui et la dalle.

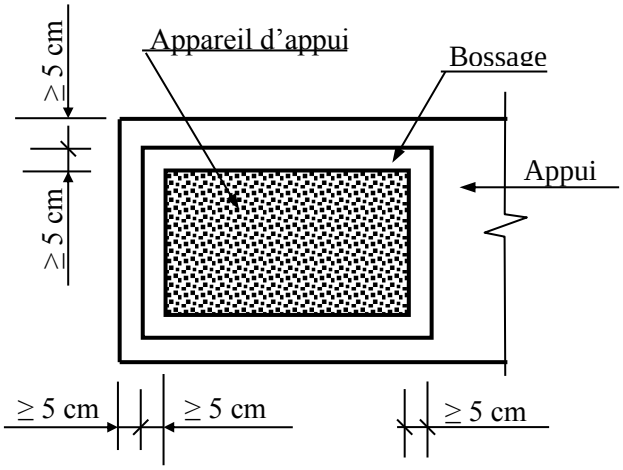


Figure 9 : Disposition en plan de l'appareil d'appui et de son bossage.

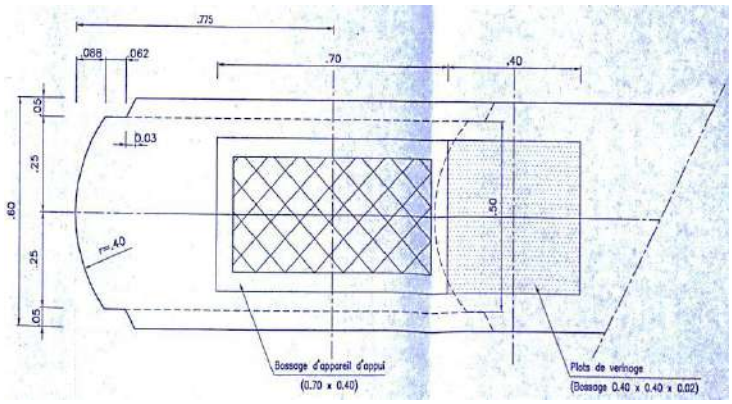


Figure 10 : Plan d'une disposition en plan de l'appareil d'appui et de son bossage.

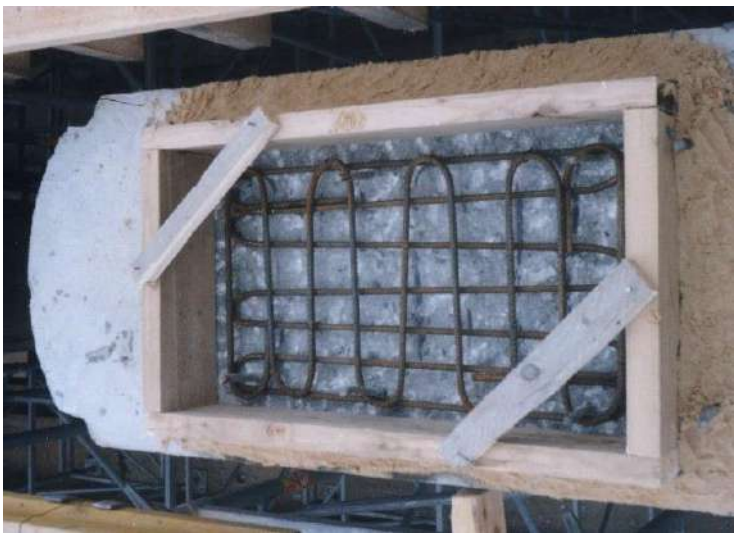


Photo N°5 : Disposition en plan du frettage pour l'appareil d'appui ; (échangeur Sidi Daoud à Tunis).

5-2-3- les appareils d'appui spéciaux

Les appareils d'appui spéciaux présentent un principe de fabrication simple : un pot métallique contient de l'élastomère soumis à une forte compression par un couvercle en acier. Du fait de cette forte compression, l'élastomère se comporte comme un fluide, ce qui permet au couvercle de supporter aussi des rotations dans tous les sens. On obtient ainsi une articulation. Le couvercle peut être surmonté par une plaque de glissement qui permet d'obtenir des appareils d'appui glissants. Les appareils d'appui spéciaux sont employés fréquemment pour les grands ouvrages.

Photo N°6 : Appareil d'appui en élastomère fretté posé dans un pot
pour constituer un App App spécial.
(Cas d'App App employé dans le pont-rail sur Oued El Akarit à Gabès).

5-2-4- les appareils d'appui métalliques.

Les appareils d'appui métalliques sont employés surtout pour les ponts métalliques. On distingue des appareils d'appui fixes et d'autres mobiles. Ceux-ci sont de type appareils d'appui à balanciers et présentant une rotule permettant la rotation ou encore un appui mobile à balanciers et à rotule présentant des rouleaux qui lui permettent la translation [2].

Photo N°7 : App App métallique à balancier et à rotule avec des rouleaux.
(Ancien App App employé dans le pont-rail sur Oued El Akarit à Gabès).

Photo N°8 : App App employé dans un pont dans la région de Corèze en France.

5-3-Revêtement des tabliers

Le revêtement des tabliers comprend essentiellement une couche d'étanchéité et une couche de roulement. C'est l'un des équipements le plus important tant par son coût (4 à 5 % du coût total) que par son rôle (protection de la structure, résistance et anti-dérapage). Généralement, le revêtement est d'épaisseur de 10 à 11 cm de masse volumique de 2,4 t/m^3 avec une variation de ± 20% due au rechargement ultérieur ou aux irrégularités des extrados du tablier.

5-3-1- Étanchéité des tabliers

Le béton, même comprimé, n'est pas bien étanche (existence des pores et des ségrégations locales tel que fissures, nids de cailloux et reprise de bétonnage). Pour protéger les armatures contre la corrosion, il est nécessaire de poser une couche d'étanchéité sur la dalle de couverture. En dépassant de 2 à 3% du coût total sur l'étanchéité, on prolonge la durée de vie de l'ouvrage considérablement. Aux USA, plusieurs ouvrages de moins de 30 ans d'âge sont devenus incapables de supporter le trafic par manque de cette protection [4].

Les types d'étanchéité les plus connus sont :

♥ Les chapes épaisses (de 3 à 3,5 cm) à base d'asphalte coulé à chaud en bi-couche à haute température (>200°C).

♥ Les chapes minces (0,2 à 0,3 cm) à base de résine synthétique adhérente au support.

♥ Les chapes en feuilles préfabriquées, épaisse (3 cm) à protection incorporé dans la feuille.

La surface de béton sur laquelle on pose l'étanchéité doit être bonne et préparer souvent par un soufflage ou balayage. De plus, l'étanchéité doit protéger l'ouvrage, elle doit être prolongé sous trottoirs et doit être raccordée aux joints.

a) Étanchéité épaisse à base d'asphalte coulé

D'habitude, cette chape épaisse, d'épaisseur 31 mm environ, est constituée par:

➢ 1ère couche très réduite d'environ 1 mm d'épaisseur, qui sert de liaison avec le support. Cette liaison comprend une couche d'accrochage à base d'enduit d'imprégnation à froid et une couche de semi-indépendance de papier Kraft à trous ou une résille de verre. Cette dernière couche a pour but de diffuser la vapeur d'eau qui se dégage lors du coulage à haute température de l'asphalte.

➢ 2ème couche: C'est l'étanchéité proprement dite. Elle est composée

• 1ère variante; soit de 4 mm d'asphalte élastomère (85% de poudre d'asphalte + 14 % de bitume 40/50 + Additifs).

• 2ème variante; soit de 8 mm d'asphalte pur (bitume 40/50 + bitume naturel + poudre calcaire).

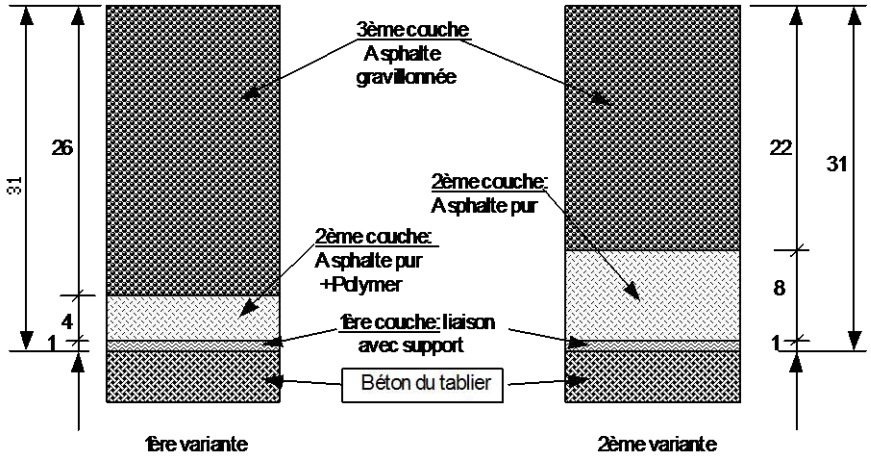


Figure 11: Composition d'une chape épaisse à base d'asphalte coulé.

Photo N°9 : Chape d'étanchéité coulé sur place en cours d'exécution.
(Cas du pont sur oued Zéroud à Hajeb El Aoun).

- 3ème couche: représentant la protection en asphalte coulé gravillonné de 22 mm, pour le 1er cas, et de 26 mm, pour le 2ème cas.

Cette 3ème couche est augmentée de 4 à 5 mm pour les ouvrages à grand trafic, ce qui donne une épaisseur de 36 mm en total.

Ainsi dans le cas général, la chape épaisse a une épaisseur de 3 cm, avec une masse volumique ρ=2,4 t/m^3.

L'inconvénient de ce procédé est que malgré l'application de la couche de liaison avec le béton, l'étanchéité peut rester indépendant, d'où la possibilité de passage d'eau à l'interface entre le béton et l'étanchéité. On recommande souvent de prendre les dispositions nécessaires aux droits possibles de pénétrations (t.q. évacuation d'eau, joint de chaussée, fixation de dispositif de retenue).

b) Étanchéité par film mince

De plus son coût très élevé, ce procédé est aussi très délicat à mettre en œuvre nécessitant un personnel très qualifié. En effet, sa mise en œuvre se fait en 2 passes; totalisant 0,2 à 0,3 cm d'épaisseur.

- 1ère passe: c'est l'étanchéité proprement dite. Elle est constituée par des produits obtenus par la réaction chimique d'une base et d'un durcisseur. Les brais époxydes étaient les premiers employés mais ensuite abandonnées pour être remplacées par les goudrons-polyréthanses ou les époxy-polyuréthannes. Cette première passe peut être précédée par une couche d'imprégnation.

- 2ème passe: C'est un plan d'accrochage du sable pour permettre une bonne liaison chimique entre l'étanchéité et la couche de roulement.

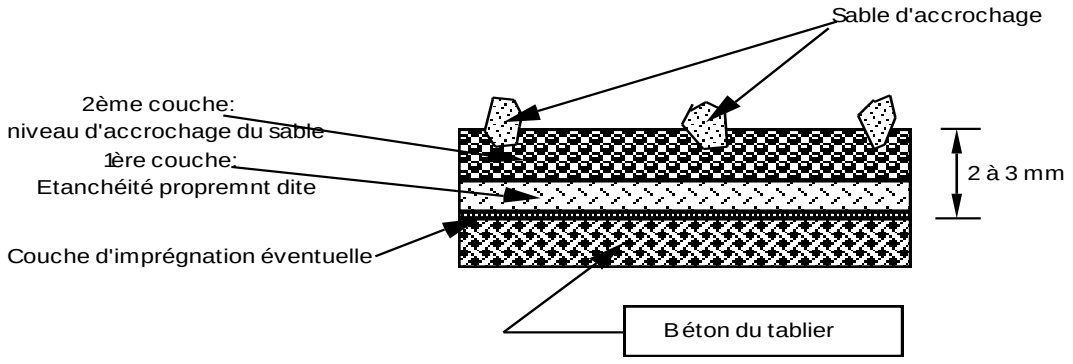


Figure 12: Composition d'une étanchéité par film mince [4].

Pour que cette étanchéité soit de bonne qualité, on exige une surface de béton sèche et en bonne état avec élimination de la laitance.

Ce type n'est pas employé en Tunisie, vue sa complexité dans son exécution.

c) Étanchéité par feuille préfabriquée

L'étanchéité est assurée par une feuille, préfabriquée en usine, d'épaisseur 0,5 cm environ comportant un bitume modifié par un polymère et une armature. Elle est collée à la surface du béton par fusion partielle à froid.

Mais cette feuille est assez fragile à la circulation des véhicules de chantier et à l'insolation (risque d'apparition de gonfles). En plus, lors de l'entretien de la chaussée, elle peut être endommagée. C'est pourquoi cette feuille est complétée par une couche de protection constituée par un asphalte gravillonné. Ainsi, l'épaisseur total de cette couche devient 3 cm environ.

Ce type est de plus en plus en Tunisie, vue sa qualité due à la préfabrication et sa facilité de mise en œuvre.

Photo N°10 : Application d'un rouleau d'étanchéité sur le pont de Radès-La Goulette.

5-3-2- La couche de roulement

La couche de roulement doit présenter un bon uni et être anti-dérapant. De nos jours, la couche de roulement est constituée par un tapis d'enrobés bitumineux d'épaisseur de 7 à 8 cm et de masse volumique de 22 à 25 kN/m^3 (selon la compacité). La couche de roulement présente un problème de perméabilité à l'eau. Ainsi, l'eau peut stagner entre la couche de roulement et la chape d'étanchéité. L'enrobé risque de subir un désenrobage. Pour éviter ce problème, il faut procéder à des dispositions constructives tel que pente plus drainage.

5-4- Trottoirs

Les trottoirs ont pour rôle de protéger les piétons contre la circulation automobile et ceci en les isolant par une simple surélévation. La largeur courante d'un trottoir est celle convenable pour laisser passer deux voitures d'enfant, soit un minimum de 1,40 m de largeur (le minimum exigé par l'ICTARN est de 1 m). Dans les zones urbaines, les trottoirs sont plus larges. Dans le cas où les trottoirs ne sont pas nécessaires (t.q. certains ponts autoroutiers), un passage de service (de 0,40 m de largeur) est nécessaire encadré par une glissière et un garde corps. En Tunisie, les largeurs les plus courantes sont : 1,25 m et 0,75 m.

Les trottoirs sur les hourdis en béton sont de 2 types: trottoirs sur caniveau et trottoirs pleins.

5-4-1- Trottoirs sur caniveau

Les trottoirs sur caniveau sont les plus utiles. En plus de leur légèreté, ils permettent une disposition de canalisation ou des câbles dans leurs caniveaux.

En général, le trottoir comprend

- une bordure de trottoir en béton préfabriqué de dimension normalisée dont la hauteur varie de 20 à 30 cm. Elle est posée sur un bain de mortier, au-dessous de la chape d'étanchéité.
- une contre-bordure, coulée en place, dont le ferraillage est lié à celui de la structure (armature en attente). Le rôle de la contre-bordure est de buter la bordure de trottoir.
- un caniveau couvert par des dallettes minces en béton armé préfabriqué (de l'ordre de 5 cm d'épaisseur) recouvert par un mince revêtement bitumineux. Le caniveau est englobé par une étanchéité sans protection. Dans son intérieur, il permet le passage des différentes canalisations.
- une contre-corniche, analogue à la contre-bordure, c.à.d., coulée en place est liée à la structure. Le rôle de la contre-corniche est de permettre la fixation de la corniche.
-une corniche préfabriquée (parfois coulée en place pour les petits ouvrages) posé sur un bain de mortier.

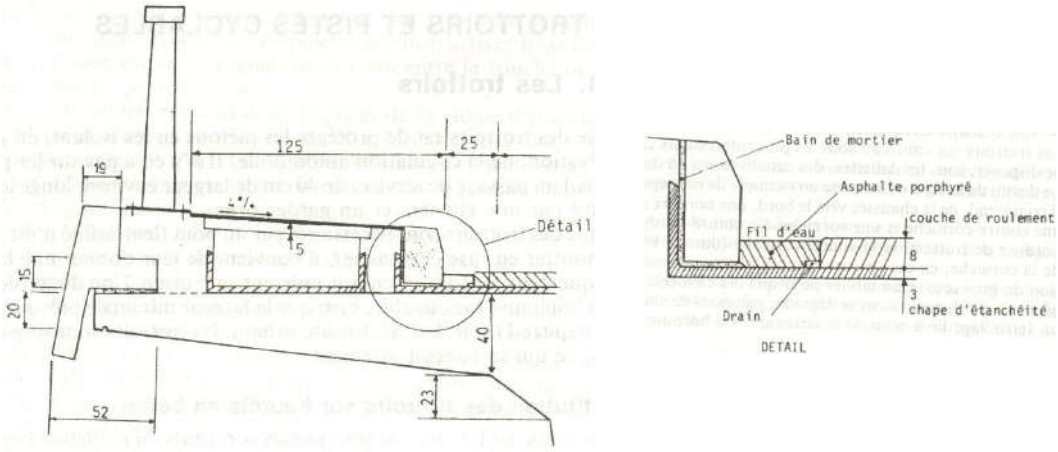


Figure 13: Exemple de conception d'un trottoir sur caniveau.[1]

Le trottoir est exécuté avant la couche de roulement mais après l'étanchéité pour que celle-ci passe en dessous du premier. Les bords de celle-ci sont sciés à une trentaine de centimètre de la bordure. On construit un fil d'eau en asphalte gravillonné. Pour récupérer l'eau aux deux bords du fil d'eau, on dispose au niveau de la jonction fil d'eau-couche de roulement un drain longitudinal (de dimension 1 x 2 cm^2) pour récupérer l'eau et l'évacuer par les gargouilles.

5-4-2- Trottoirs pleins

Lorsque les canalisations dans les trottoirs sont inexistantes ou leur accessibilité n'est pas nécessaire, on peut remplir le trottoir de gros béton ou de sable stabilisé au ciment. Dans ce cas, la contre bordure et la contre corniche ne sont pas nécessaire. Ce type est le plus employé en Tunisie. Il est conçu avec deux fourreaux pour le trottoir de 0,75 m de large (figure N°14) et de trois fourreaux pour le trottoir de 1,25 m de large (photo N°11). Ces fourreaux sont nécessaires pour faire passer les câblages d'électricité, de diverses communications (téléphone, internet, …).

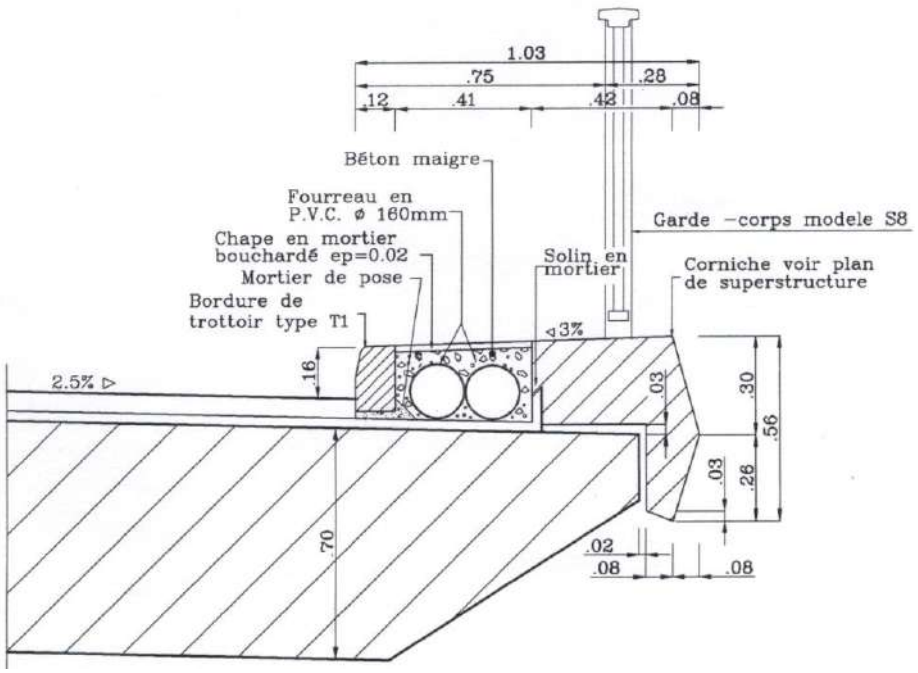


Figure N°14 : Exemple d'un trottoir de largeur 0,75 m
employé pour un passage supérieur sur l'autoroute Tunis-Bizerte.

Photo N°11 : Trottoir en cours d'exécution.
(pont sur oued zéroud à Hajeb El Aoun).

5-5- Dispositifs de retenue

Ce sont les équipements destinés à retenir des piétons ou des véhicules en perdition. Il n'existe pas un dispositif de retenue entièrement polyvalent. Ainsi, on distingue les gardes corps, les glissières, les barrières et les séparateurs.

5-5-1- Les gardes corps.

En plus de leur effet esthétique, le rôle des gardes corps est de retenir les piétons. La hauteur minimale est exigée par le règlement des charges à savoir:

h_{min} = Inf (1,20 m; 0,95 m + 0,005 H ± 0,05 m)

où H est la hauteur du trottoir au dessus du sol ou de l'eau.

La distance maximale des vides entre les éléments d'un garde-corps est fixée à 15 cm (sécurité des enfants). En principe ces exigences sont respectées par les constructeurs et des normes types sont disponibles. On distingue 3 types de gardes corps:

- Type S (en particulier le S8, présenté sur la figure 15) employé surtout en rase compagne sur les ouvrages présentant un trottoir pour les piétons. Le poids du S8 est de 30 kg/ml. (Exp: Pont sur Oued Zéroud, photo 12).
- Type I, placé sur les ouvrages présentant un passage de service.
- Type U, non normalisé et laissé libre à la conception des architectes.

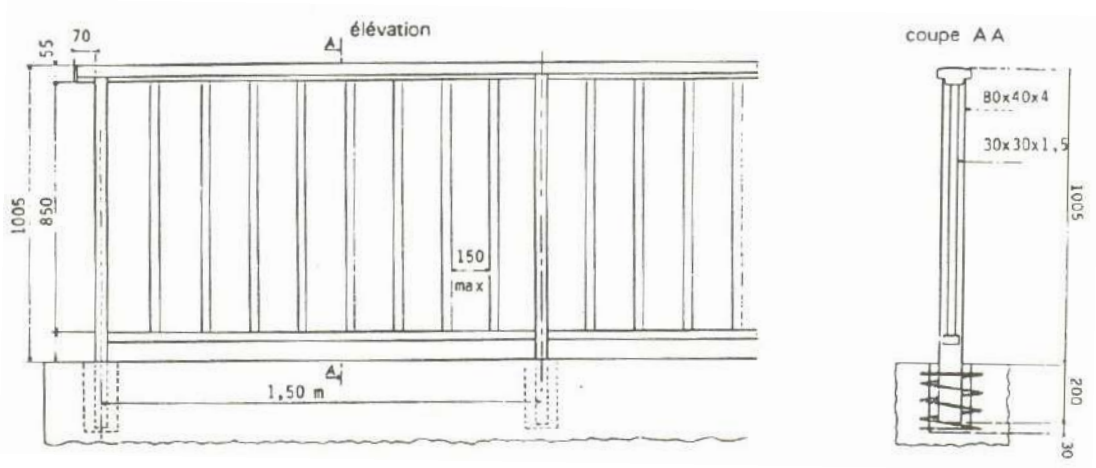


Figure 15: Garde corps de type S8 [1].

Photo N°12 : Garde corps type S8
employé pour le pont sur oued zéroud à Hajeb EL Aoun.

5-5-2- Les glissières

On distingue les glissières rigides et d'autres souples. Les premières sont plus esthétiques mais elles sont plus agressives aux roues. Par conséquent, elles sont employées dans les milieux urbains où les véhicules sont légers et de vitesse inférieure à 60 km/h.

Les glissières métalliques souples sont les plus employées. Elles sont constituées d'un élément de glissement et d'un support (espacé de 4 m) fixé au tablier (figure 16). Le rôle des glissières est principalement de protéger les piétons. Le poids d'une glissière souple est de 15 kg/ml.

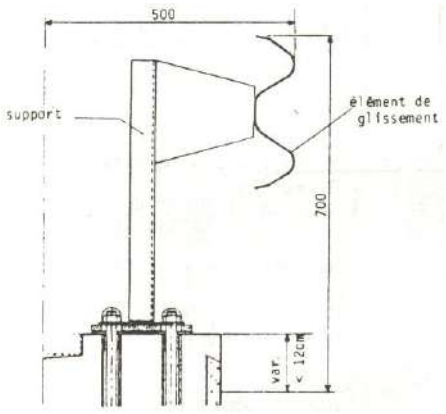


Figure 16: Glissière souple simple [1].

Photo N°13 : Glissière métallique en cours d'exécution.

Le rôle d'une glissière souple est aussi de permettre un retour de véhicules sur la chaussée sous un angle faible et à vitesse modérée. Elle doit être assez résistant pour ne pas démolie.

5-5-3- Les barrières

Les barrières sont classées en trois catégories
- les barrières légères, qui sont peu employées.
- les barrières normales, qui sont les plus employées.
- les barrières lourdes, qui ne sont pas encore disponibles.

Les barrières normales sont soit anciennes, soit modernes.

a) Barrières normales anciennes

Les plus connues sont de type BN1 (ou muret californien) et de type BN2 (ou muret Général Motors). L'inconvénient de ces barrières est qu'elles sont très lourdes (600 kg/ml) et très agressifs vis-à-vis des véhicules légers.

b) Barrières normales modernes

Ces barrières sont plus légères (65 kg/ml) et moins agressives que les anciennes. Le type BN4 (figure 18) est le plus employé (surtout à Tunis, tel que pour l'échangeur de l'Aéroport-Soukra à Tunis (Fig. 18) et le viaduc de l'Avenue de la république et dans l'échangeur de la Marsa).

La barrière BN4 peut être utilisée comme un garde corps vue son esthétique surtout si on lui associe un barreaudage vertical.

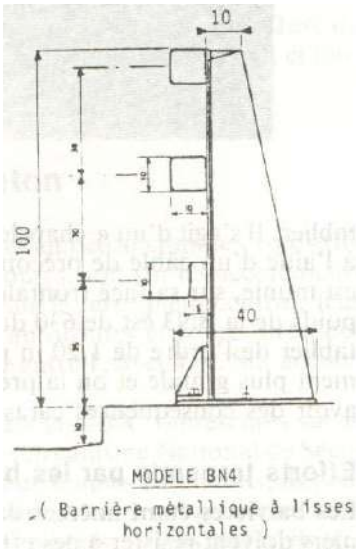


Figure 17: Barrière normale de type de type BN4.

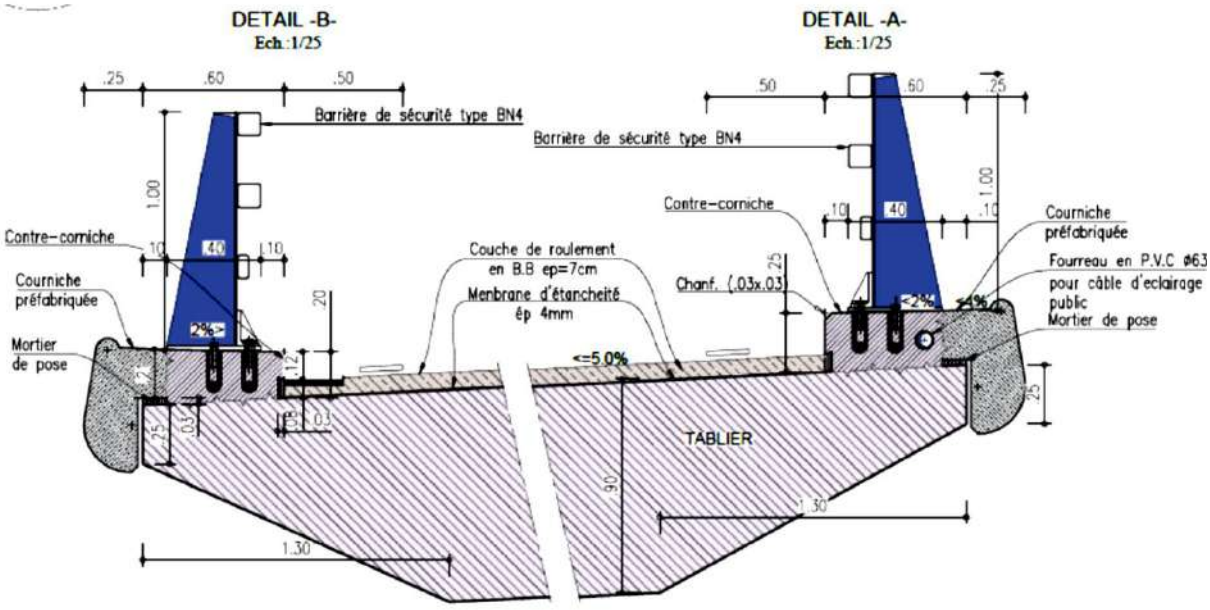


Figure 18: Exemple de la conception de la BN4 sur l'échangeur de l'Aéroport-Soukra à Tunis.

Photo N°14 : Barrière BN4 employé comme un garde-corps
dans les ouvrages de l'échangeur de l'aéroport de Carthage à Tunis.

Les gardes corps les plus employés en Tunisie sont les BN4 et les S8 (S7). Le choix entre les gardes corps de type BN4 et les gardes corps de type S8 ou (S7) est basé sur les éléments suivants :

1) Les BN4, sont plus lourdes et donc plus résistants aux chocs. Ils sont choisis lorsqu'il n' y pas de trottoirs.
2) S'il y a un trottoir et donc les grades corps sont mieux protéger, les S8 (ou S7) sont choisis, surtout qu'ils sont plus économiques que le BN4.

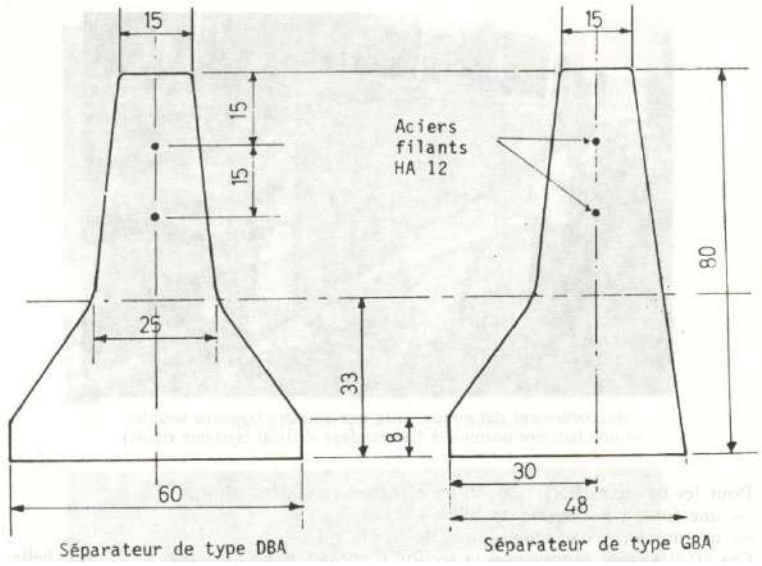
La photo N° 15 montre le choix d'un S8 a droite où il y a un trottoir (plus une glissière) et à gauche directement un BN4.

Photo N°15 : Vue transversale de l'Echangeur du Clinique Ettaoufik sur la route X à Tunis :
à droite un trottoir (+ glissière) et un garde-corps S8 et à gauche juste un garde-corps BN4.

5-5-4- les séparateurs en béton

Comme leur nom l'indique, ces séparateurs servent surtout dans le cas de deux tabliers contiguës séparés (Exp: Viaduc de l'Avenue de la République à Tunis). Ainsi, il joue le rôle d'une glissière et d'une barrière, mais ils sont assez agressifs aux véhicules légers. Les séparateurs, coulés en place, sont alors placés à la jonction des ouvrages. Les séparateurs sont parfois placés sur les terres plein centrales (TPC) des autoroutes. On distingue essentiellement deux types de séparateur :

- Séparateur double DBA (Figure 19 a) de poids 620 kg/mL.
- Séparateur simple GBA (Figure 19 b) de poids 700 kg/ml.



a) b)

Figure 19: a)séparateur double type DBA b)séparateur simple type GBA.

Photo N°15 : Séparateur DBA employé dans l'intercommunale de Tunis.

5-6- Les joints de chaussées

Un tablier subit des variations longitudinales dues à la variation de la température, au déplacement ou déformation par les charges d'exploitation, au retrait pour les ouvrages en béton et au fluage pour les ouvrages en béton précontraint. Souvent, ces effets ont été estimés lors de calcul des appareils d'appui. Posé sur les appareils d'appui, le tablier est librement dilatable à travers un jeu aménagé pour cet effet. Ce jeu est ensuite couvert par un joint de chaussé dont le rôle est le confort et la sécurité des véhicules. Le joint est dimensionné tout d'abord par son souffle (ouverture). Pour un ouvrage monolithique, les déplacements par travée sont cumulés jusqu'au joint.

Ainsi, le rôle des joints de chaussées est d'assurer la continuité de la chaussée et du trottoir et à faire oublier aux usagers l'espace vide séparant les différentes parties. Pour remplir ce rôle sur le plan esthétique et confort les joints doivent présenter les qualités suivantes:

- Assurer la continuité de la surface de roulance ou des trottoirs (absence de choc et de rebond)
- Être silencieux.
- Doivent être étanches et assurer une bonne évacuation des eaux qui peuvent s'y rassembler.

Les joints de chaussées sont présentés dans un document de SETRA [7], mais on peut les regrouper en 4 familles:

1) joints à ponts souples
   - Appuyées: Modèles B, C, FT, DEMAG.
   - en bande: Modèles Transflex.

2) joints à ponts à peignes en porte à faux: Modèles W et WD

3) Joints à lèvres (avec remplissage du vide par un matériaux assurant l'étanchéité): Modèles Monobloc, Wosd, WR, JEP, Maurer. (Fig. 20).

4) Joints non apparents sous revêtement normal ou améliorés: Modèles Thorma, semilourd III.

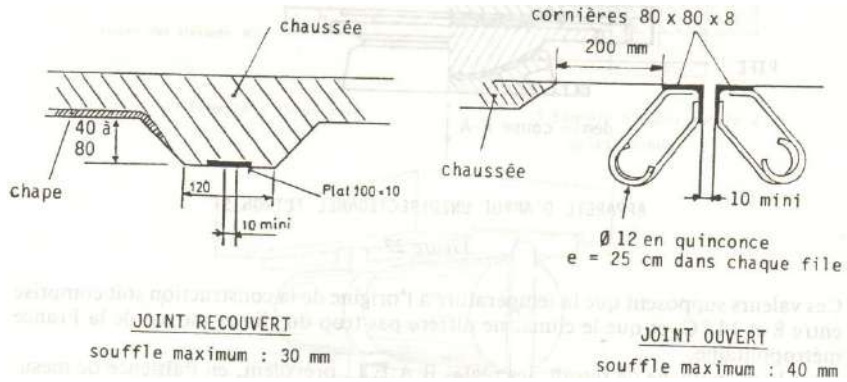


Figure 20: Exemple de joint légers.

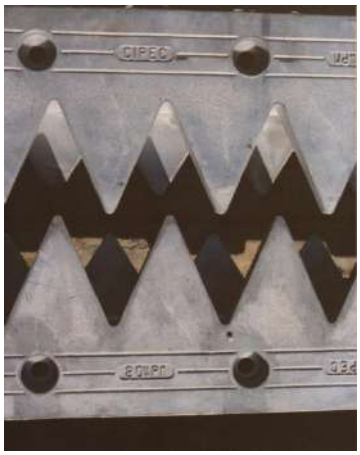


Photo N°16 : Joint de chaussée W110B avant sa mise en place (pont sur oued Zéroud).

5-7- Les systèmes d'évacuation des eaux

L'évacuation des eaux, sur la chaussée d'un pont, est nécessaire aussi bien pour la durabilité des matériaux constituant la chaussée, que pour la sécurité des usagers (bonne adhérence des véhicules sur le revêtement). Ainsi, les eaux sont recueillies d'un côté ou des deux côtés en ayant à la chaussée une pente transversale (cas d'unidirectionnel ou d'une courbe) ou d'une double pente (cas d'une chaussée bidirectionnel). Ensuite, les eaux sont évacuées par des gargouilles débouchant à l'air libre (pont sur oued) ou guidés à la base des appuis (pont sur route) tel que présenté sur la figure 5 pour un viaduc à Tunis. La pente transversale doit être supérieure à 2% (le plus courant 2,5%) et obtenu à la suite d'un profilement de la géométrie de la structure et non pas par la couche de roulement.

Ainsi, le système d'évacuation des eaux d'un tablier de pont doit comprendre un réseau de recueil et de conduite des eaux de ruissellement constitué par:

- les pentes transversales et longitudinales de la chaussée.
- Les fils d'eau en bordure des trottoirs.
- les drains le long du fil d'eau et les points d'extrémité.
- Les gargouilles (Fig. 21)
- Les transverses du tablier et les conduites d'évacuation.

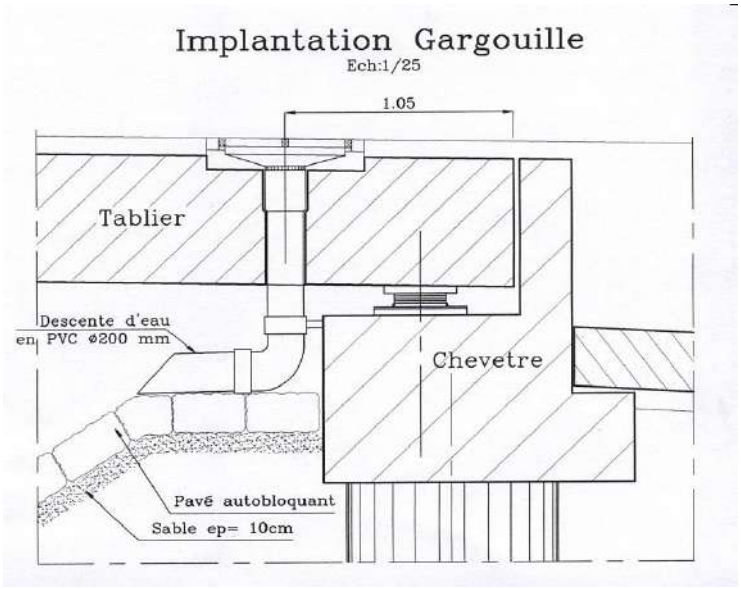


Figure 21: Système d'évacuation d'eau.

Photo N°17 : Gargouille d'évacuation des eaux et en détails les avaloirs et la grille employé dans le pont sur oued Zéroud.

5-8- Les corniches

Le rôle principal des corniches est l'esthétique. Anis, elles présentent le "ligne" de l'ouvrage. Surtout lorsque la dalle est coulée sur place, les corniches permettent de donner une bonne finition pour une bonne vue. C'est ainsi, qu'il vaut mieux les préfabriqués. En plus de ce rôle principal, les corniches peuvent se présenter comme un larmier pour l'écoulement latéral des eaux et ainsi éviter le ruissellement de l'eau sur la partie porteuse de la structure. Enfin, les corniches permettent aussi le scellement des gardes-corps.

Les corniches sont surtout en BA préfabriqué et ainsi on prévoit un scellement par une contre-corniche (posé sur un bain de mortier). Dans ce cas le poids est de 0,2 à 0,3 t/ml. Mais, il peuvent être aussi en acier ou même en BA coulé sur place.

Phot N°18 : Corniches préfabriquées sur chantier ;
PS sur chemin de fer à Hammam-Lif.

5-9- Les dalles de transition [10]

L'intérêt de la dalle de transition est d'atténuer les effets de tassement du remblai à proximité de l'ouvrage. La dalle de transition permet de traiter le problème en permettant de remplacer le rechargement par un léger reprofilage. La dalle de transition permet aussi de protéger le remblai d'accès contre l'infiltration des eaux.

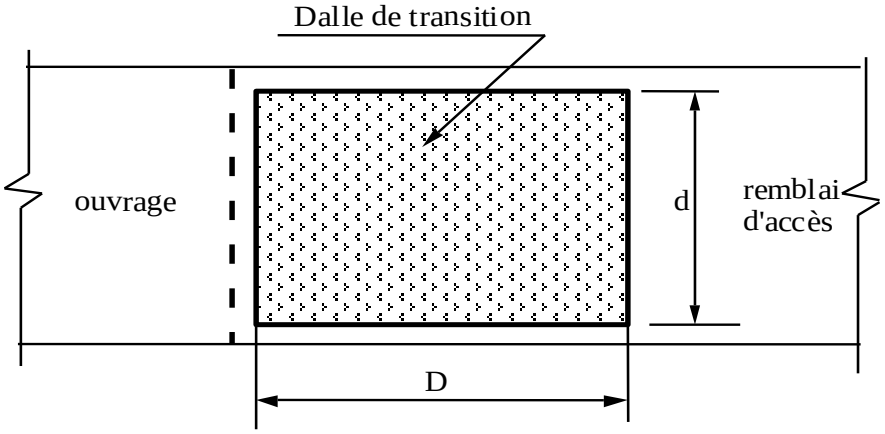


Figure 22: Dalle de trasition (vue en plan)

3 < D < 6 m pour les autoroutes
1,5 < D < 3 m Autre routes

La dalle de transition doit contribuer à supporter la chaussée sous les zones circulées. Elle règne donc au droit de la chaussée au sens géométrique. Sa largeur sera proche de celle de la chaussée.

d = Lr + 2 (0,5 à 1 m).

La dalle de transition est soit superficielle pour les chaussée rigides (béton de ciment) ou les plus courants profonde pour les chaussées souples (béton bitumineux).

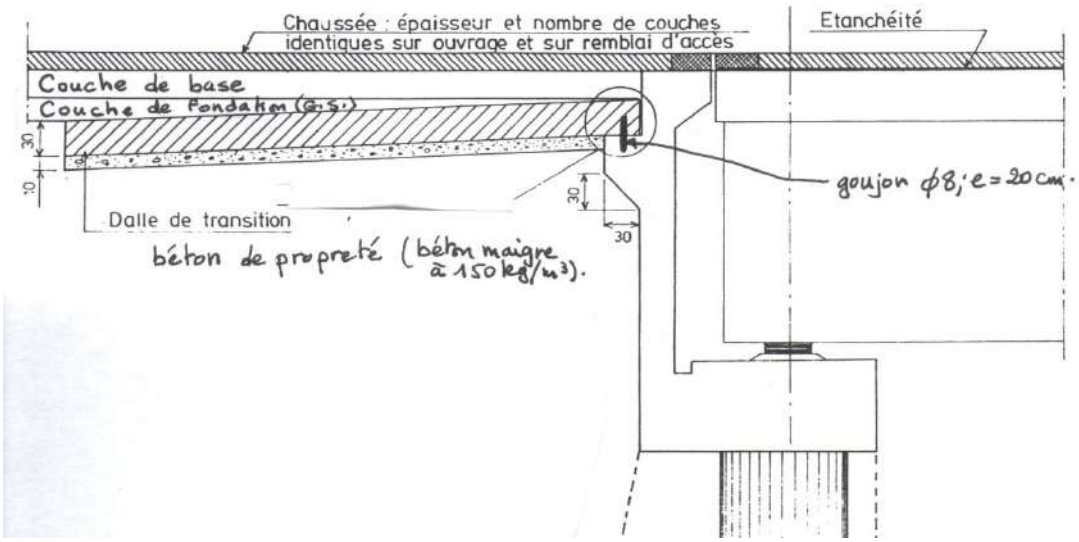


Figure 32: Exemple d'une dalle de transition profonde.

Photo N°19 : Ferraillage de la dalle de transition. (Ech Sidi-Daoud).

Photo N°20 : Jonction de la dalle de transition et culée (goujon).

Bibliographie relatif au Chapitre 5

[1] J.A. Calgaro et M. Virlogeux, "Projet et Construction des Ponts: Généralités, Fondations, Appuis et Ouvrages Courants", Presses de l'ENPC, Paris, 1987.

[2] E. Ramazanov, "Constructions Métalliques", Centre National Pédagogique, Ministère de l'Éducation Tunisienne, 1995.

[3] SETRA,"Appareils d'appui en élastomère fretté", Bulletin technique N°4, Référence SETRA:F7410. 1974.

[4] M. Fragnet, "Les Equipements des Ponts", SETRA, Nov 1986.

[5] SETRA, "Assainissement des Ponts Routes", Référence SETRA:F8940, Juin 1989.

[6] SETRA, "Les dispositifs de retenue", Référence SETRA:E8781, Jan 1988.

[7] SETRA, "Joint de chaussée des ponts routes", Référence SETRA:F8879, 1988.

[8] SETRA,"GC 77: Garde-Corps, Glissières, Corniches et Grilles (Equipements Latéraux des Tabliers) ", Dossier pilote du SETRA. Référence SETRA: F7716, 1977.

[9] SETRA, "STER 81: Surface, Etanchéité et Couches de Roulements des Tabliers d'Ouvrages d'Art ", Référence SETRA:F8210, 1982.

[10] SETRA, "Dalle de transition des ponts routes", Référence SETRA:F8504, 1985.

[11] SETRA, « Garde-Corps », Collection guide technique GC, 1997.

LES APPUIS

6-1- Introduction.	p 139
6-2- Conception des Piles .	p 139
5-3- Culées .	p 142

6-1- Introduction.

Ce chapitre (incomplet) est encore en cours d'élaboration, ici, un exemple de conception est présenté avec des dimensions données.

6-2- Conception des piles

6-2-1- Choix entre voile et colonnes

6-2-2- Conception des voiles

6-2-2-1- Epaisseur des appuis

Dans le sens longitudinal, l'épaisseur des voiles sera normalement de 0,5 m à 0,8 m afin de respecter les proportions entre les divers paramètres à savoir : hauteur de tirant d'air, portée, épaisseur du tablier, ou tout de moins largeur de leur partie supérieure.

En fait, l'épaisseur de l'appui est déterminée à l'aide des formules fournies par les dossiers pilotes PP73 du SETRA. Cette épaisseur E dépend des paramètres suivants :

- ✓ h = épaisseur du tablier ;
- ✓ l = portée droite ;
- ✓ H = hauteur du tirant d'air.

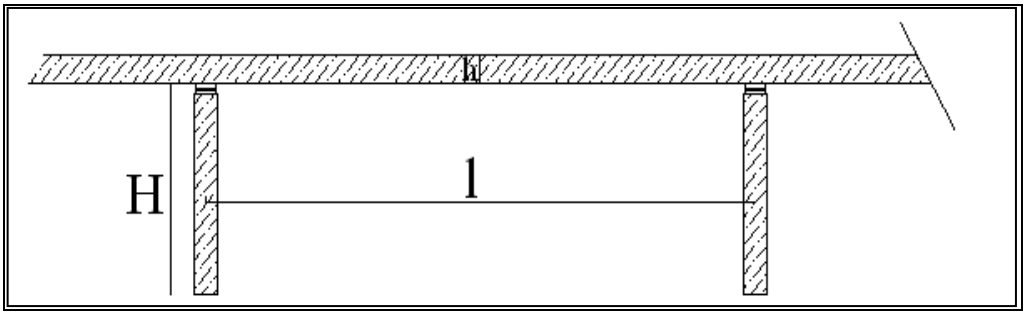


Figure 1 : Dimensions des appuis.

L'épaisseur est déterminée par la formule suivante : E = max (E1, E2, 0.5)

Avec :

$$E_1 = \frac{4.H + l}{100} + 0{,}1 = \frac{4 \times 5 + 19{,}3}{100} + 0{,}1 = 0{,}393\ m.$$

$$0{,}85.h \leq E_2 \leq 1{,}15.h \Rightarrow 0{,}85 \times 0{,}75 = 0{,}6 \leq E_2 \leq 1{,}15 \times 0{,}75 = 0{,}8$$

Par exemple, on retient **E = 0.60 m. S**elon les recommandations du SETRA, on conserve dans tous les cas la même épaisseur de voiles pour toutes les piles, même si leur hauteur est variable.

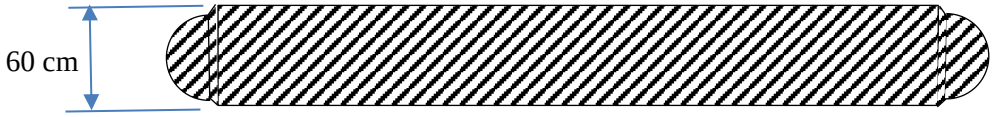


Figure 2 : Coupe transversale d'un voile typique (en plan).

6-2-2-2- Largeur unitaire des appuis

La détermination des nombre de voiles est déterminé en fonction de la largeur biaise de l'intrados. D'où la formule suivante du document pilote PP 73 de la SETRA :

- ✓ Inférieur à 8 m : un seul voile;
- ✓ Comprise entre 8 et 10 m : un ou deux voiles;
- ✓ Supérieure à 10 m : n voiles.

Pour un ouvrage de largeur biaise de l'intrados $=L_n \times k = 6{,}7$, on procède à un seul voile. Ce modèle se caractérise par la rapidité d'exécution et le coffrage unique.

Pour un voile de longueur donnée en fonction de la largeur biaise, le document pilote PP 73 de la SETRA nous fournit un graphe dont deux droites délimites le domaine d'emploi.

Pour ce cas, on fait le choix d'une longueur de voie **6,7 m** (= largeur biaise de L_n). Et d'après le graphe pour un voile de longueur 6,7 m convient pour des largeurs biaises de tablier de 8 à 12,2 m et c'est le cas comme la largeur biaise de tablier, qui est 9,76 m.

➔ On a alors H = 8 m ; L = 6,7m ; E = 0,6m.
Avec H= hauteur gabarit + hauteur au niveau des fondations qui est variable suivant le niveau d'aménagement= 8 m.

6-2-2-3- Pré-dimensionnement des têtes des piles

Dans le cas des dalles, le nombre d'appareils d'appui ainsi que leurs emplacement sur chaque ligne d'appui sont à déterminer en fonction de la largeur disponible au niveau de la dalle et au niveau des piles et aussi en fonction de la descente de charge sur la ligne d'appui considérée. Et pour le bon positionnement des appareils d'appui vis-à-vis des efforts dans le tablier, on considère la largeur droite

$L_{Téq}$ du tablier égale à la largeur de la dalle rectangulaire en respectant la même épaisseur et la même surface que la dalle réelle, tel que :

- ✓ λ0 : distance entre axe des appareils d'appuis sur la voile ;
- ✓ $L_{Téq}$ = 7,424 m (calculer précédemment) ;
- ✓ δ_0 : distance au bord pour voile unique, on adopte 0,85m ;
- ✓ L_0 : largeur de voile.

$$\frac{L_1}{\sin\alpha} = K(L_0 - 2\delta_0)$$

α = 70 grad ouvrage biais de 70 grad

$$\lambda_0 = \frac{L_0 - 2\delta_0}{n-1}$$ avec n = nombre d'appareils d'appuis.

Après avoir choisir δ_0, on passe à calculer K : L_{Teq} = K (6-2x0,85)=7,424

➔ K = 1,48. : K vérifie bien la condition : 1,2 ≤ K ≤ 1,5 Et, dans notre cas on dispose de 2 appareils d'appuis et on les répartie de manière symétrique en tête de pile [7].

$\lambda_0 = \frac{L_0 - 2\delta_0}{n-1} = 6{,}7 - 2 \times 0{,}85 = 5m$ ➔ on adopte **5 m** entre axes des 2appareils d'appuis

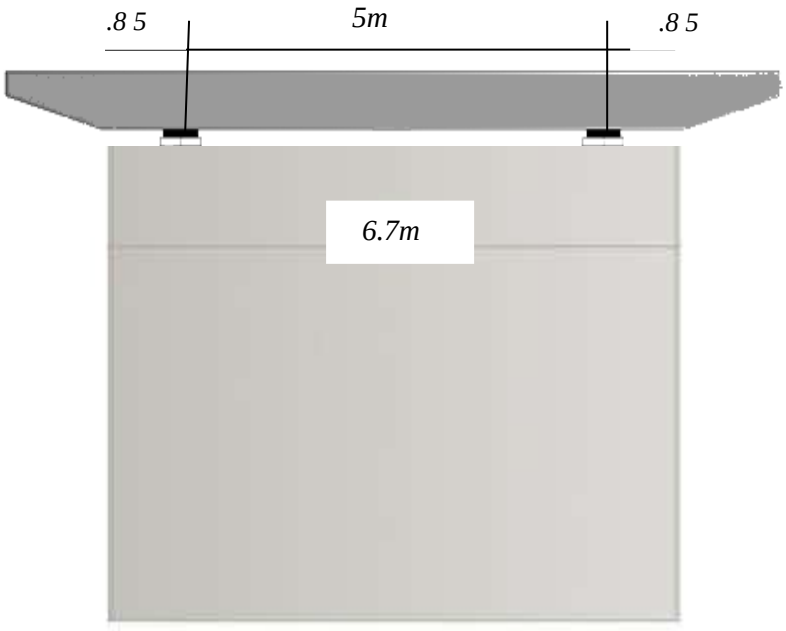


Figure 3 : Détails voile et positionnement des appareils d'appuis.

6-3- Les piles-culées

6-3-1- Choix des culées

La culée est un élément principal de l'ouvrage car elle a double rôle : elle assure le transfert des charges verticales et éventuellement horizontales à travers les appuis du tablier aux fondations, d'une part, et elle assure le soutien des terres d'autre part. Donc elle doit être bien conçue. Le choix des culées doit répondre aux modes d'exécution de l'ouvrage, aux contraintes du site et aux sollicitations imposées. On distingue deux types des culées :

- Les culées enterrées ;
- Les culées remblayées.

Les culées enterrées sont plus économiques et plus simples à l'exécution et c'est vers ce type que le projecteur doit s'orienter au début du processus d'élaboration d'un projet de pont.

Les culées enterrées sont seules dont la structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès, elles assurent essentiellement une fonction porteuse car elles sont relativement peu sollicitées par les efforts horizontaux de poussées des terres.

Cette solution peur être envisagé dans la conception de la culée puisque, dans notre cas il n'est pas prévu de surélévation importante du tablier, des rampes d'accès sont nécessaires de part et d'autre des culées afin de réaliser un bon ajustement du profil en long. Nous allons adopter donc des culées enterrées.

Voici un exemple d'une disposition dite normale avec mur garde grève et une dalle de transition :

Les dimensions ont été choisies en respectant les recommandations SETRA. Nous choisissons la disposition dite normale, avec un mur garde grève et une dalle de transition. Nous aurons les dimensions suivantes :

- L'épaisseur du mur garde grève $\mathbf{e_{mur\ gg}}$ **= 25 cm** ;
- L'épaisseur du mur de retour $\mathbf{e_{mur\ retour}}$ **= 25 cm** ;
- L'épaisseur de la dalle de transition $\mathbf{e_{dt}}$ **= 30 cm**.

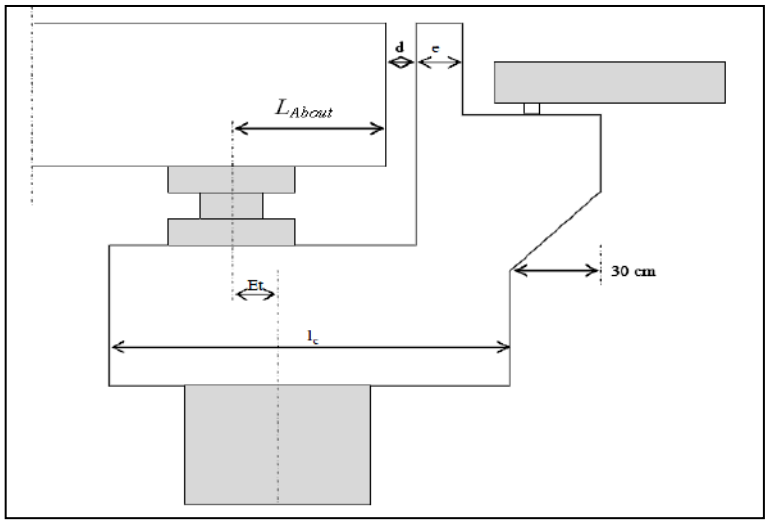


Figure 4 : Illustration du choix de la culée.

6-3-2- Le Chevêtre de la culée

Le chevêtre de la culée permet :

- L'implantation des appareils d'appui au niveau des culées.
- La mise en place des vérins pour changer ces derniers s'il a lieu ou pour procéder à des mesures de réactions d'appuis. Pour ce faire, une distance minimale de 5 cm entre l'about du tablier et le mur garde grève est prévue.
- L'évacuation des eaux : On donne généralement une pente de 2.5% à l'arase supérieure et on recueille les eaux dans une cuvette réalisée contre le mur garde grève.

Pour les dimensions du chevêtre de la culée on a :

- Longueur (parallèlement à la ligne d'appui) : selon le cas, la longueur du chevêtre peut être imposé ou, au contraire faire l'objet d'un choix. Dans cette ouvrage, on prévoit un mur garde-grève ce qui est déterminant : le chevêtre doit avoir au moins la même longueur, qui sera généralement égale à la largeur utile biaise du tablier. Exp : $\mathbf{L_{ch} = 8,7.k = 9,77\ m}$;
- Largeur (perpendiculairement à la ligne d'appui): la largeur totale du chevêtre est déterminé tout en assurant un sommier suffisante pour appareil d'appui, about et espacement tablier mur garde-grève, et du coté amont du mur garde-grève il y'on a réservation pour la pose de la dalle de transition. Exp : $\mathbf{l_{ch} = 1,58\ m}$ dont 1m est le largeur du sommier du tablier;
- Hauteur : des considérations d'ordre pratique amènent à réserver entre l'intrados du tablier et le talus une hauteur Z (estimer minimale pour 60cm) et à réaliser ainsi une petite plate-forme de largeur R (dépend de Z, de l'épaisseur du tablier, de l'implantation du pile culée et de la pente du talus) destinée à faciliter l'accès aux appareils d'appui. On adopte généralement, une valeur suffisante du chevêtre : $\mathbf{H_{ch} = 1\ m}$.

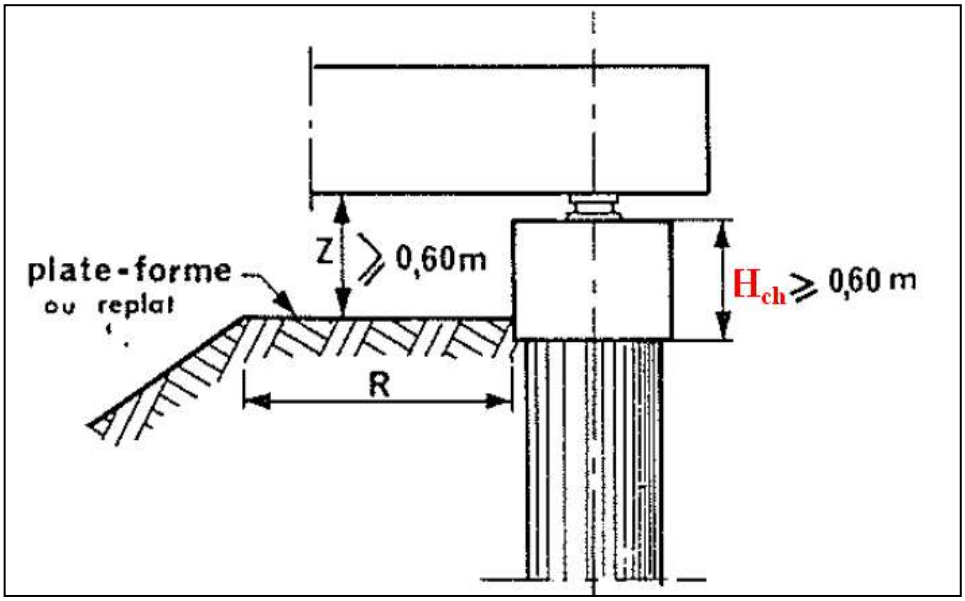


Figure 5 : Détail déterminant hauteur du chevêtre.

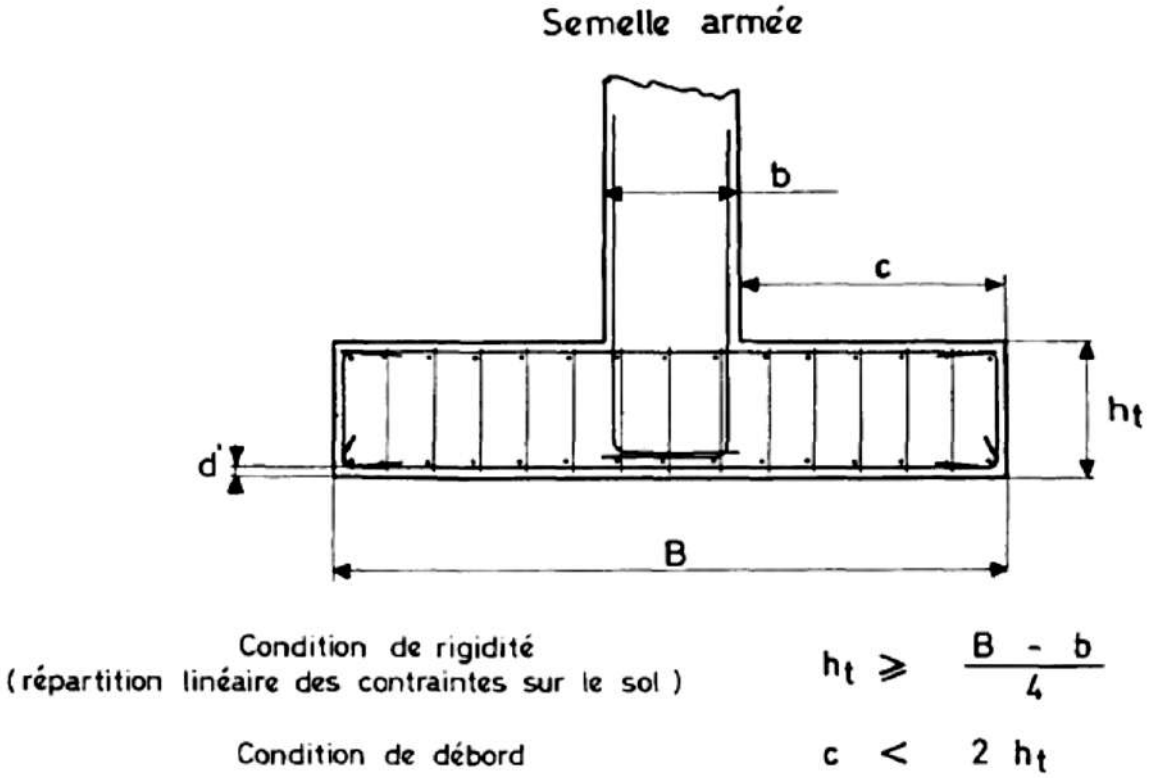


Figure 6: Une configuration d'une semelle filante [2].

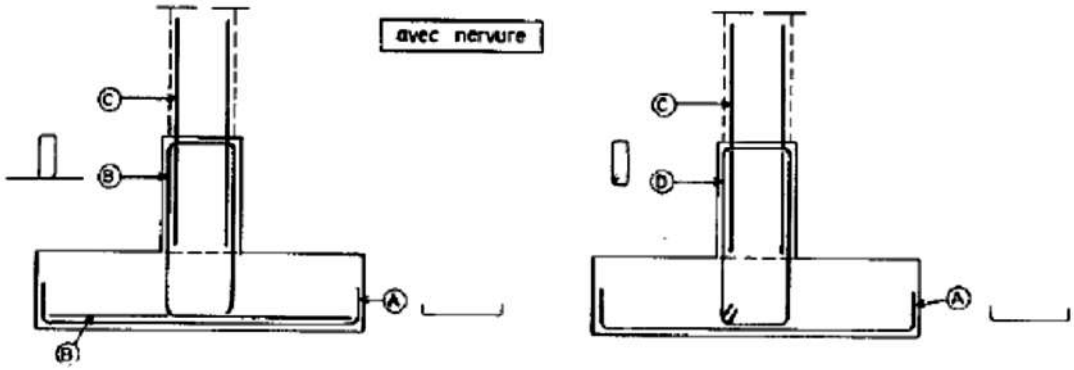


Figure 6: Une disposition du ferraillage des semelles [1, p.4]

Bibliographie relatif au Chapitre 6

[1] SETRA,"PP73".

[2] SETRA Fond 72, Fascicule 4 : Conception et choix du type de Fondation (p. 11), réimpression, 1997